MANUALUL INGINERULUI HIDROTEHNICIAN

*

EDITURA TEHNICĂ

MANUALUL INGINERULUI HIDRO-TEHNICIAN

Volumul I

MANUALUL INGINERULUI HIDRO-TEHNICIAN

Volumul I

Coordonatori ai lucrării:

Prof. dr. doc. ing.
Dumitru Dumitrescu
Membru al Academiei
Republicii Socialiste România

Conf. ing.
Radu A. Pop

EDITURA TEHNICĂ
BUCUREȘTI – 1969

COLECTIVUL DE AUTORI PENTRU VOL. I ŞI II:

1. Conf. dr. ing. **Andrei Silvan**
2. Prof. ing. **Băloiu Vasile**
3. Ing. **Belecciu Stelian**
4. Ing. **Biţă Silviu**
5. Prof. dr. ing. **Blitz Emanuel**
6. Ing. **Boeru Spiridon**
7. Ing. **Bogdan Silviu**
8. Prof. ing. **Botea Emil**
9. Ing. **Botzan Marcu**
10. Chim. **Budu Sabin**
11. Ing. **Chiriac Vasile**
12. Ing. **Constantinescu Mihai**
13. Acad. prof. dr. doc. ing. **Dumitrescu Dumitru**
14. Ing. **Filotti Andrei**
15. Ing, **Gaşpar Radu**
16. Ing **Georgescu Ion**
17. Ing. **Glimbovschi Nicolae**
18. Ing. **Guja Veniamin**
19. Ing. **Hareţ Andrei**
20. Ing. **Hârjeu Gheorghe**
21. Dr. ing. **Iamandi Constantin**
22. Ing. **Juster Eduard**
23. Dr. ing. **Luca Gheorghe**
24. Ing. **Manoliu Iacint**
25. Prof. ing. **Manoliu Ion**
26. Ing. **Manta Apostol**
27. Ing. **Mirică Gheorghe**
28. Ing. **Mîndru Radu**
29. Ing. **Moraru Nicolae**
30. Prof. **Munteanu A. Stelian**
31. Ing. **Niculescu Constantin**
32. Conf. dr. ing. **Nissim Alexandru**
33. Prof. emerit dr. doc. ing. **Pavel Dorin**
34. Ing. **Perlea Vlad**
35. Ing. **Petrescu Nicolae**
36. Ing. **Pîslăraşu Ion**
37. Conf. ing. **Pop A. Radu**
38. Prof. dr. **Popp Nicolae**
39. Prof. dr. ing. **Prişcu Radu**
40. Ing. **Roşianu Valentin**
41. Ing. **Sîrbu Enache**
42. Ing. **Stănculescu Mircea**
43. Conf. dr. ing. **Stănescu Eugen**
44. Ing. **Stănucă Aurel**
45. Dr. ing. **Teodorescu Ion**
46. **Topor Nicolae**
47. Ing. **Vladimirescu Gheorghe**
48. Prof. dr. ing. **Vladimirescu Ion**
49. Ing. **Vlădescu Dumitru**
50. Dr. ing. **Zaharescu Eugen**
51. Dr. ing. **Wisner Paul**

Redactor: ing. **Radu Ion**
Tehnoredactor: **Ioneseu Maria**

PREFAȚĂ

Dezvoltarea ascendentă a economiei și creșterea nivelului de viață al populației țării noastre, necesită rezolvarea a tot mai numeroase și mai complexe probleme de gospodărire a apelor.

Industria, cu o producție care se diversifică și extinde în ritmuri accelerate, agricultura în plin proces de modernizare, creșterea și urbanizarea centrelor noastre populate, pretind cantități tot mai mari de apă, în proporții importante de calitate superioară. Totodată apa trebuie protejată împotriva factorilor impurificatori din ce în ce mai numeroși și mai agresivi, iar pentru deplina folosire a teritoriului țării sînt necesare ample lucrări de combatere a efectelor ei dăunătoare.

Rezolvarea acestor probleme este îngreunată de faptul că resursele de apă de care dispunem sînt reduse, chiar comparativ cu alte țări ale Europei, iar repartizarea lor, teritorială și în timp, nu este dintre cele mai corespunzătoare.

Manualul inginerului hidrotehnician, elaborat de un numeros grup de specialiști, cu o îndelungată experiență, concentrează cunoștințele necesare rezolvării problemelor pe care gospodărirea apelor țării noastre le pune.

Manualul este alcătuit din 25 de secțiuni și, în vederea unei utilizări mai comode, este împărțit în două volume.

Volumul I cuprinde secțiunile în care se expun bazele teoretice, economice și organizatorice ale hidrotehnicii și secțiunile cu cele mai importante și frecvent folosite construcții hidrotehnice și mașini hidraulice.

Volumul II este constituit din secțiunile în care se expun toate amenajările hidrotehnice prin care folosim apa, o protejăm împotriva agenților care o pot degrada sau îi combatem efectele nocive.

În acest fel, grupînd la început elementele comune, a fost posibilă evitarea expunerii lor repetate, în secțiunile consacrate diferitelor amenajări hidrotehnice.

Manualul este destinat pentru a folosi, în primul rînd, în munca de proiectare. S-au evitat expuneri și demonstrații strict teoretice și s-au citat numeroase tratate, în bibliografiile secțiunilor, pentru informații suplimentare.

Prin materialele concrete pe care le conține și prin privirea de ansamblu pe care o face posibilă, asupra domeniului gospodăririi apelor, Manualul poate fi de o deosebită utilitate și acelora care muncesc pe șantierele sau în întreprinderile de exploatare a lucrărilor hidrotehnice, specialiștilor din activitatea de cercetare științifică, precum și cadrelor didactice și studenților din învățămîntul superior.

În felul acesta, Manualul inginerului hidrotehnician acoperă o lipsă resimțită a literaturii noastre de specialitate, bogată totuși în lucrări valoroase, dar care nu expun, niciuna, în ansamblu, aspectele atît de numeroase ale hidrotehnicii. Lucrările străine pot avea numai o eficiență limitată, datorită răspîndirii lor restrînse și, în special, din cauza numeroaselor necorespondențe cu stările locale, inclusiv cu prescripțiile în uz, multe cu caracter obligatoriu.

Subliniem prezența în Manual a unor secțiuni în care se tratează aspecte încă neabordate de literatura noastră — cititorii avertizați le pot identifica — precum și o oarecare autonomie a secțiunilor, în special în ceea ce privește notațiile, nepropunîndu-ne — cel puțin în această primă prezentare — să realizăm o omogenizare a unor diversificări uzuale.

Manualul inginerului hidrotehnician, prima lucrare de acest fel din România, diferind de lucrările similare străine, poate fi desigur îmbunătățit. Vom fi recunoscători cititorilor care vor binevoi să ne pună la îndemînă sugestiile lor, în acest scop.

Coordonatorii

CUPRINSUL MANUALULUI

Volumul I

Bazele hidrotehnicii

Secţiunea I. Proprietăţile apei
Secţiunea II. Hidrologie şi meteorologie
Secţiunea III. Hidraulica
Secţiunea IV. Geotehnica construcţiilor hidrotehnice
Secţiunea V. Gospodărirea apelor
Secţiunea VI. Protecţia calităţi apelor
Secţiunea VII. Calcule economice în hidrotehnică
Secţiunea VIII. Organizarea şi legislaţia în domeniul hidrotehnic

Construcţii hidrotehnice şi maşini hidraulice

Secţiunea IX. Captări de apă de suprafaţă
Secţiunea X. Baraje de acumulare
Secţiunea XI. Maşini hidraulice
Secţiunea XII. Fundaţii pentru construcţiile hidrotehnice
Secţiunea XIII. Materiale pentru construcţiile hidrotehnice

Volumul II

Amenajări hidrotehnice

Secţiunea XIV. Corectarea torenţilor şi combaterea eroziunii terenurilor
Secţiunea XV. Regularizări de riuri
Secţiunea XVI. Căi navigabile interioare
Secţiunea XVII. Porturi interioare şi maritime
Secţiunea XVIII. Amenajări hidroenergetice
Secţiunea XIX. Îndiguiri
Secţiunea XX. Desecări
Secţiunea XXI. Irigaţii
Secţiunea XXII. Amenajări piscicole
Secţiunea XXIII. Amenajări stuficole
Secţiunea XXIV. Alimentări cu apă
Secţiunea XXV. Canalizări
Index alfabetic

CUPRINSUL VOLUMULUI I

PARTEA ÎNTÎI. Bazele hidrotehnicii

Secţiunea I. Proprietăţile apei 9
Secţiunea II. Hidrologie şi meteorologie 25
Secţiunea III. Hidraulica 117
Secţiunea IV. Geotehnica construcţiilor hidrotehnice 279
Secţiunea V. Gospodărirea apelor 381
Secţiunea VI. Protecţia calităţii apelor 441
Secţiunea VII. Calcule economice în hidrotehnică 463
Secţiunea VIII. Organizarea şi legislaţia în domeniul hidrotehnic . . . 525

PARTEA A DOUA. Construcţii hidrotehnice şi maşini hidraulice

Secţiunea IX. Captări de apă de suprafaţă 551
Secţiunea X. Baraje de acumulare 663
Secţiunea XI. Maşini hidraulice 795
Secţiunea XII. Fundaţii pentru construcţiile hidrotehnice 893
Secţiunea XIII. Materiale pentru construcţiile hidrotehnice 997

PARTEA ÎNTÎI

BAZELE HIDROTEHNICII

SECȚIUNEA I

PROPRIETĂȚILE APEI

Conf. ing. **R. A. Pop**
Ing. **I. Pîslăraşu**

CUPRINS

1. Particularităţile apei (Conf. ing. R. A. Pop) 11

2. Proprietăţile apei (Conf. ing. R. A. Pop) 13

2.1. Greutatea specifică şi densitatea 13
2.2. Compresibilitatea şi elasticitatea 14
2.3. Viscozitatea şi fluiditatea 14
2 4. Tensiunea superficială şi capilaritatea 15
2.5. Adeziunea 20
2.6. Absorbţia, degajarea gazelor şi cavitaţia 20
2.7. Proprietăţile termice 20
2.8. Conductivitatea electrică 21
2.9. Radioactivitatea apei 21
2.10. Reacţia apei 21
2.11. Biologia şi apa 22

3. Prelevarea probelor de apă (Ing. I. Pîslăraşu) 22

Bibliografie 23

1. PARTICULARITĂȚILE APEI

Se admite, într-o primă aproximație, că apa pură este formată din molecule de oxid de hidrogen, H_2O. Dar, chiar apa pură din natură este o substanță mult mai complexă, într-o a doua aproximație, care face încă simplificări, apa putînd fi considerată ca un amestec de oxid de hidrogen cu oxizi ai izotopilor hidrogenului, deuteriul D și tritiul T și anume cu proporții foarte reduse, 1/6 000, de oxid de deuteriu sau apă grea (DHO și D_2O) și cu proporții mult mai mici de oxid de tritiu, apă tritiată sau ultra grea (THO și T_2O).

În mediul înconjurător găsim apa în stare gazoasă, vaporii de apă, lichidă, apa așa cum în principal o întîlnim în problemele inginerești și solidă, gheața. Trecerile de la o stare la alta se fac la temperaturi care, în mod convențional, așa cum se știe, au fost alese ca reperi de bază.

Complexitatea fizico-chimică a apei, îi atribuie numeroase proprietăți deosebite, unele considerate ca anomalii, ca o expresie a stadiului insuficient de cunoaștere.

Cea mai comentată „anomalie" a apei o constituie densitatea maximă la +4°C (mai precis la +3,98°C) și mărirea volumului odată cu înghețarea.

De asemenea, compresibilitatea și căldura specifică ale fazei lichide a apei, trec prin minime, la anumite temperaturi diferite între ele și diferite de temperatura densității maxime. Viteza de propagare a undelor sonore, care la lichide în general descrește continuu cu creșterea temperaturii, la apă trece printr-un maxim la +73°C, corelat cu valoarea minimă a compresibilității.

Röntgen și apoi Sutherland [1] au dat o explicație ingenioasă, dar încă neverificată pe deplin, a acestei comportări excepționale a apei: teoria polihidrolilor.

Numind hidrol molecula H_2O, polimeri ai acesteia sînt dihidrolul $(H_2O)_2$ și trihidrolul $(H_2O)_3$. Gheața se admite că este formată din molecule de trihidrol, vaporii de apă din monohidroli și apa lichidă dintr-o soluție de trihidroli în dihidroli. Cu alte cuvinte se consideră apa lichidă o soluție de gheață într-o varietate de apă. Dar pe măsură ce temperatura sau presiunea sau ambele cresc, trihidrolul se disociază treptat în dihidrol. Pe de altă parte, trihidrolul diferind de dihidrol printr-un volum specific și o compresibilitate mai mare, precum și prin alte proprietăți, amestecul, în proporții diferite, de trihidrol și dihidrol la temperaturi (și eventual la presiuni) diferite, explică abaterile apei față de comportarea substanțelor unitare.

Instructivă este și o incursiune, chiar sumară, în structura internă a moleculei de apă, a moleculei de bază, a monohidrolului, care de asemenea sugerează explicații ale comportării speciale a apei. Oxidul de hidrogen este compus din doi atomi de hidrogen și un atom de oxigen. Atomul de hidrogen are un proton cu sarcina electrică pozitivă și un electron cu sarcina negativă iar atomul de oxigen, pe lîngă protonul unic, are opt electroni. Din modul de așezare a electronilor atomilor de hidrogen și de oxigen, rezultă afinități pentru unirea lor în molecule, moleculele de apă iar pe de altă parte, anumite disimetrii ale așezării electronilor, în atomii legați, fac ca molecula de apă să nu fie neutră,

deși sarcinile electrice ale ionilor de hidrogen și oxigen sînt egale. Moleculele de apă au deci doi poli, cu sarcini electrice de semn diferit și sînt dipoli (fig. I.1).

Intervalul între ionii de hidrogen și oxigen este de 0,96 Å la vaporii de apă și de 0,99 Å la gheață, iar diametrul unei molecule de apă este de 2,76 Å. Considerînd moleculele de apă de formă sferică, volumul ocupat de o moleculă-gram sau mol (cantitatea de substanță egală cu masa moleculară a acelei substanțe, exprimată în grame) ar trebui să fie, în cazul așezării cubice, de 12,74 cm^3 și în cazul așezării hexagonale de 9,50 cm^3. Dar volumul unei molecule-gram de apă lichidă este de circa 18 cm^3, ceea ce pune în evidență așezarea afînată a dipolilor de apă lichidă.

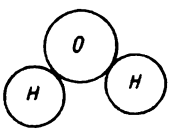


Fig. I.1. Schema dipolului apă.

Se știe că atomul de hidrogen, spre deosebire de alți atomi, cedîndu-și electronul unic, pentru formarea de legături moleculare, rămîne ca nucleu fără electroni, ca ion pozitiv, care este deci atras de electronii altor atomi sau ioni [2]. Astfel se explică așa-numita legătură hidrogenică sau legătura de hidrogen, fenomen de asociere a hidrogenului în starea arătată, de electronii altor atomi. Legătura de hidrogen este deci o valență secundară mai slabă, a atomilor de hidrogen legați de alți atomi, prin valența lor principală, mult mai puternică. Datorită acestor legături de hidrogen, spre deosebire de moleculele altor lichide, moleculele de apă se asociază, formînd molecule gigantice, de mărimea recipientului, pînă la albia terestră a mărilor și oceanelor.

Studiile prin raze X au pus în evidență că moleculele de apă din cristalele de gheață sînt așezate într-o rețea de inele hexagonale, fiecare moleculă fiind înconjurată spațial de alte patru molecule, așezate în vîrfurile unui tetraedru. Aceasta explică frumoasa structură hexagonală a fulgilor de zăpadă. Prin legăturile de hidrogen, fiecare moleculă de apă este legată de patru molecule înconjurătoare. Această așezare nu este cea mai îndesată posibilă și densitatea cristalelor este corespunzător scăzută. Cînd gheața se topește, legăturile de hidrogen slăbesc și moleculele de apă se îndepărtează. Din cauză însă că în stare lichidă dispare așezarea regulată tetraedrică a moleculelor și fiecare moleculă se înconjoară, într-o dezordine dinamică, de alte cinci sau chiar mai multe molecule de apă, densitatea crește în loc să descrească.

Această explicație a variației speciale a densității apei lichide, evident, se poate coordona, cu teoria polihidrolilor.

Apa are și alte caracteristici specifice, unele derivînd imediat din particularitățile fizico-chimice evidențiate pînă aici [3]:

— o tensiune superficială pronunțată;
— una din cele mai mari călduri specifice;
— căldura latentă de topire importantă;
— conductibilitate termică mare (în comparație cu aceea a materialelor izolante și a aerului, dar extrem de redusă față de aceea a metalelor);
— constanta dielectrică ridicată;
— capacitate mare de dizolvare;
— capacitate mare de disociere a sărurilor (hidroliză);
— capacitate mare de oxidare.

Apa, așa cum o găsim în natură, și în primul rînd apa în stare lichidă, conține numeroase substanțe minerale și organice, unele dizolvate, altele în stare coloidală, precum și unele sub formă de suspensii.

Proporțiile în care substanțele străine se găsesc în apă pot fi foarte diferite și, în epoca noastră, activitatea omului contribuie într-o măsură în continuă creștere, la modificarea acestor proporții, în apele cu care omul vine în contact.

Luînd ca etalon apele potabile, pe care le vom considera ca ape cu un grad de mineralizare normal, constatăm că în natură se găsesc și ape cu o mineralizare slabă și cantități imense de apă, în mări și oceane, cu un grad de mineralizare mare precum și ape, în general ape subterane, unele ieșind în mod natural la suprafață, prin izvoare, cu un grad foarte mare de mineralizare.

În mod curent, în hidrotehnică, vorbindu-se de apă, cînd nu se specifică altfel, se înțelege acest complex de substanțe lichide, solide și gazoase, în care predomină apa propriu-zisă, în stare lichidă, cu un grad de mineralizare normal.

Apa intră în compunerea a numeroase corpuri, în diferite moduri:

— apă de constituție, legată chimic;

— apă de hidratare sau de cristalizare (legată fizico-chimic);

— apă de umezire (adsorbție);

— apă de saturare;

— apă legată fiziologic.

Importanța deosebită în tehnică, și în general în viața și activitatea umană, are mișcarea apei și a lichidelor conținînd preponderent apă, în mediile poroase, pămînturi, materiale de construcție și în țesuturile și celulele vii.

Tehnica, dacă rezolvă probleme în care apa are rol dominant, devine hidrotehnică și se ocupă în principal de apa în stare lichidă, mai rar de apa în stare solidă și, și mai puțin de apa sub formă de vapori (de pildă în fenomenele de cavitație).

Spicuirile de pînă aici din problemele fizico-chimice ale substanței apă, a legăturilor apei cu alte substanțe și a rolului apei în natură, ies în parte din fundamentarea strict necesară a problemelor hidrotehnice, dar, sînt utile pe linia abilitării apei, această substanță excepțională, în rîndul substanțelor normale.

2. PROPRIETĂȚILE APEI

2.1. GREUTATEA SPECIFICĂ ȘI DENSITATEA

Apa pură are greutatea specifică maximă γ_{max} la +3,98°C. La o accelerație a gravitației g de 9,80665 m/s^2 (rotund 9,81 m/s^2) 1 m^3 apă, la + 3,98°C (rotund +4°C) cîntărește 1 000 kgf, respectiv 1 l de apă (1 dm^3), 1 kgf. La alte temperaturi, mai scăzute sau mai ridicate, apa lichidă are greutăți specifice mai mici, dar cu diferențe mici (tabelul I.1) care în problemele tehnice curente pot fi neglijate.

Prin înghețare, la 0°C, apa își mărește volumul; gheața are o greutate specifică mai mică decît apa din care provine și anume 916,75 kg/m^3 la 0°C.

Volumul gheții este cu circa 1/11 mai mare decît cel al apei din care provine.

Apa din natură, din cauza conținutului de alte materii, are greutăți specifice diferind, în general cu abateri neglijabile, de ale apei pure. Astfel, apa din oceane, cu un conținut mediu de 35‰ săruri, are γ_{med} = 1,028 kgf/m^3 dar de exemplu apa refulată la dragaje, conținînd pămînt pînă la 1/12 — 1/7, are γ pînă la 1 200 kgf/m^3.

Densitatea sau masa specifică ρ, se poate calcula cu formula: $\rho = \gamma/g$.

Densitatea apei, ca și greutatea specifică, variază odată cu temperatura (v. tabelul I.1).

Tabelul I.1

Caracteristicile apei pure la presiunea atmosferei normală

Temperatura °C	Greutatea specifică γ kgf/m³	Densitatea ρ kgf·s²/m⁴	Compresibilitatea $\varkappa$ 10^{-9}m²/kgf	Viscozitatea cinematică, ν 10^{6}m²/s
0	999,84	101,9	5,02	1,794
4	999,97	101,9	4,94	1,567
10	999,70	101,9	4,82	1,310
20	998,20	101,7	4,65	1,011
30	995,65	101,4	4,56	0,804
40	992,21	101,1	4,27	0,660
60	983,21	100,2	4,08	0,477
80	971,80	99,1	4,15	0,368
100	958,35	97,8	4,30	0,296

2.2. COMPRESIBILITATEA ȘI ELASTICITATEA

Apa lichidă, ca și toate lichidele, este foarte compresibilă în comparație cu solidele dar foarte puțin compresibilă față de gaze și perfect elastică.

Notînd cu $\varkappa$, coeficientul de compresibilitate cubică și cu ε, coeficientul de elasticitate cubică, există relațiile:

$$\frac{dV}{V} = -\varkappa dp \quad \text{și} \quad \frac{dV}{V} = -\frac{1}{\varepsilon} dp,$$

în care V este volumul unei mase de apă dp, variația presiunii și dV variația corespunzătoare a volumului apei; $\varkappa$ se poate exprima în m²/kgf iar ε în kgf/m². Se vede că ε este de natura presiunilor (modul de elasticitate).

$\varkappa$ și ε variază odată cu temperatura apei (pentru $\varkappa$ v. tabelul I.1). Între $\varkappa$ și ε există relația: $\varkappa = 1/\varepsilon$.

În unele probleme tehnice se poate neglija variația volumului apei odată cu presiunea, adică se poate considera apa incompresibilă, ceea ce revine la a admite $\varkappa = 0$ și $\varepsilon = \infty$.

O valoare medie a modulului de elasticitate al apei, exprimată în unități obișnuite în tehnică este: $E_a = 200\,000$ kg/cm².

2.3. VISCOZITATEA ȘI FLUIDITATEA

Viscozitatea, transmiterea de eforturi între două straturi alăturate, care se deplasează cu viteze deosebite, eforturi care se opun mișcării se datorește, în cazul apei, atît atracției între molecule cît și legăturilor de hidrogen, care trebuie să fie rupte.

După Newton, rezistența tangențială τ care frînează astfel de mișcări este proporțională cu variația vitezei dV și cu viscozitatea μ și invers proporțională cu distanța între straturile în mișcare dz.

Relația de dependență este:

$$\tau = \mu \frac{dV}{dz}.$$

în care μ este viscozitatea sau coeficientul de viscozitate absolută sau dinamică și are dimensiunea $kgf \cdot s/m^2$. Poise unitatea de măsură a viscozității absolute, în sistemul CGS are valoare 1 $dyn \cdot s/cm^2$.

Viscozitatea cinematică sau coeficientul de viscozitate cinematică $\nu = \frac{\mu}{\rho}$, cu dimensiunea m^2/s are drept unitate de măsură, în sistemul CGS, stokes, cu valoarea 1 cm^2/s.

Viscozitatea variază cu temperatura (v. tabelul I.1 și pentru aburul de apă tabelul I.2).

Tabelul I.2

Viscozitatea aburului de apă la presiunea atmosferică normală

Temperatura °C	Viscozitatea absolută μ $10^6 kgf \cdot s/m^2$	Viscozitatea cinematică ν $10^6 m^2/s$
100	1,296	21,27
150	1,486	27,88
200	1,679	35,30
250	1,875	43,65
300	2,071	52,80
400	2,468	74,20
500	2,870	99,10

Fluiditatea, proprietate contrară viscozității, are drept măsură inversul coeficientului de viscozitate dinamică, adică $\frac{1}{\mu}$.

2.4. TENSIUNEA SUPERFICIALĂ ȘI CAPILARITATEA

Tensiunea superficială se manifestă la suprafața de separație între un lichid și un gaz, sau între două lichide care nu se amestecă (apă — aer; apă — untdelemn).

Tensiunea superficială se explică prin faptul că, spre deosebire de interiorul unui lichid, unde forțele de atracție moleculară, în jurul unei molecule, sînt în echilibru, la

suprafața lichidului, considerată orizontală, forțele de atracție moleculară dirijate pe verticală, în lichid, nu au forțe echivalente, în exteriorul lichidului. Se neglijează aici forțele intermoleculare, considerate mult mai mici, cu moleculele fluidului din exterior. Moleculele de la suprafața liberă a unui lichid suferă deci o atracție spre interiorul lichidului. Aceste molecule posedă o energie potențială superioară moleculelor din interior. Un strat subțire de lichid, la suprafață, se comportă ca o membrană întinsă care se opune extinderii și are

Tabelul I.3

Tensiunea superficială între apă și aer

Temperatura °C	A_s, gf/cm
0	0,0769
10	0,0755
20	0,0740
30	0,0725
40	0,0709
50	0,0693

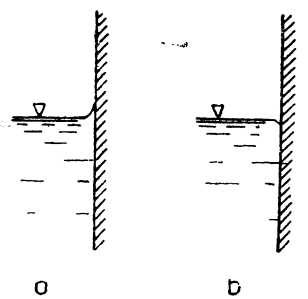


Fig. I.2. Forma suprafeței lichidelor la contactul cu un perete solid.

tendința să-și micșoreze suprafața. Aceasta explică, între altele, forma, aproximativ sferică, pe care o iau picăturile libere de lichid.

Lichidul are o energie superficială care raportată la unitatea de suprafață constituie o măsură a tensiunii superficiale. Dimensiunile tensiunii superficiale sînt lucrul mecanic raportat la suprafață : $gf \cdot cm/cm^2$, sau, prin simplificare gf/cm, adică forța raportată la lungime.

Se definește tensiunea superficială, forța tangențială exercitată pe un element de suprafață care face parte din suprafața liberă a lichidului, raportată la unitatea de lungime.

Tensiunea superficială variază de la lichid la lichid și cu fluidul cu care se face contactul pe suprafața de separație. La același lichid, tensiunea superficială variază cu temperatura.

Tensiunea superficială este egală în toate direcțiile (se mai numește constanta capilară), (tabelul I.3).

Exemplificativ se mai citează tensiunile superficiale, în gf/cm, între alcool și apă, de 0,0023 și între untdelemn și apă, de 0,0210 și pentru comparație, între mercur și aer, de 0,4700.

Tensiunea superficială explică și forma suprafeței lichidelor la contactul cu un perete solid.

Dacă forțele moleculare ale solidului sînt mai mari decît ale lichidului, lichidul udă peretele solid și rezultă forma din fig. I.2, *a* (cazul apă-sticlă), iar dacă forțele moleculare

ale lichidului sînt mai importante, lichidul nu udă peretele și rezultă aspectul din fig. I.2, *b* (cazul mercur-sticlă).

În suprafețele de separație plane, tensiunile superficiale se echilibrează reciproc. În cazul suprafețelor curbe, tensiunile superficiale dau forțe rezultante, care provoacă fenomenele de capilaritate, ridicarea sau coborîrea nivelului lichidelor în tuburi subțiri sau între plăci apropiate.

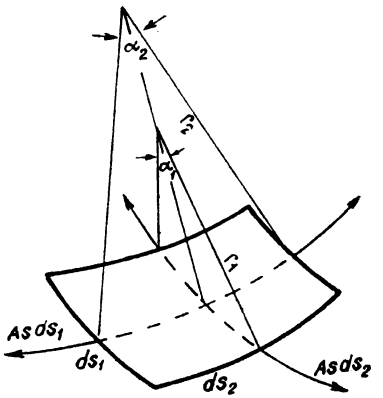


Fig. I.3. Suprafața curbă a unui lichid sub efectul tensiunilor superficiale.

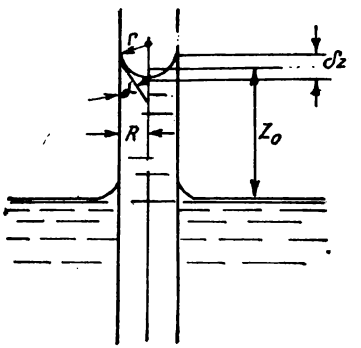


Fig. I.4. Ascensiunea lichidului într-un tub capilar udat.

În fig. I.3 este reprezentată o porțiune infinit mică dintr-o asemenea suprafață curbă. As fiind tensiunea superficială și δp diferența de presiune pe cele două fețe ale suprafeței libere, există relația:

$$\delta p\, ds_1\, ds_2 = 2As\, ds_2 \sin\frac{\alpha_1}{2} + 2As\, ds_1 \sin\frac{\alpha_2}{2}.$$

Făcîndu-se înlocuirile posibile la valoarea mică a unghiurilor α, se obține:

$$\delta p = As\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right).$$

Dacă se introduce un tub subțire (capilar) într-un lichid care-l udă, lichidul, sub acțiunea tensiunilor superficiale, se va ridica în tub formînd o suprafață, văzută de sus, concavă (fig. I.4).

Înălțimea de ridicare Z_0, considerată aceeași pentru toată suprafața meniscului (deci o înălțime medie) va avea o valoare încît volumul de lichid din coloană, multiplicat

cu diferența dintre greutățile specifice ale lichidului și fluidului înconjurător, să echilibreze diferența de presiune δp, stabilită mai înainte:

$$\delta p = As\left(\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}\right) = Z_0(\gamma_1 - \gamma_2).$$

Asimilînd suprafața meniscului cu o calotă sferică ($r_1 = r_2 = r$) și dacă fluidul înconjurător (aer sau alt gaz) are o greutate specifică neglijabilă față de aceea a lichidului, se obține relația:

$$As = \frac{rZ_0\gamma_1}{2},$$

sau, ținînd seama că (fig. I.4):

$$r = \frac{R}{\cos\alpha},$$

rezultă:

$$As = \frac{RZ_0\gamma_1}{2\cos\alpha}. \qquad (I.1)$$

Relația (I.1) permite calculul tensiunii superficiale măsurînd pe R, Z_0 și α; α se poate determina și din relația geometrică (fig. I.4):

$$\delta z = \frac{R}{\cos\alpha}(1 - \sin\alpha),$$

în care intervine δ_z, înălțimea meniscului.

Înălțimea Z_0, ascensiunea capilară, se poate calcula cu relația:

$$Z_0 = \frac{2As\cos\alpha}{R\gamma_1}.$$

În ipoteza simplificatoare a unui menisc emisferic ($\alpha = 0$, $\cos\alpha = 1$):

$$Z_0 = \frac{2As}{R\gamma_1}. \qquad (I.2)$$

Relația (I.2), arată proporționalitatea inversă între Z_0 și R (sau între Z_0, ascensiunea capilară și D, diametrul tubului capilar) sau constanța produsului Z_0R (sau Z_0D).

În cazul lichidelor care nu udă pereții, meniscul privit de sus este convex, rezultanta tensiunilor superficiale este dirijată în jos și lichidul va coborî într-un spațiu capilar, ca în fig. I.5.

În tabelul I.4 se dau valorile aproximative ale lui Z_0 pentru diferite lichide și pentru tuburi de diametru D sau pentru plăci paralele la intervalul A. Se constată că pentru $D = A$, Z_0 pentru plăci are valori pe jumătate decît pentru tuburi (cu o aproximație practică).

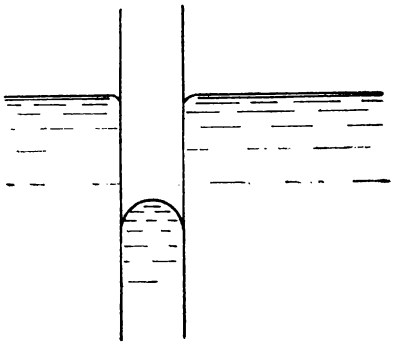


Fig. I.5. Coborîrea lichidului în tub neudat.

Tabelul I.4.

Valorile Z_0 pentru diferite lichide, în aer

Lichidul	Z_0, mm	
	Tuburi D, mm	Plăci A, mm
Apă	$\frac{30}{D}$	$\frac{15}{A}$
Alcool	$\frac{10}{D}$	$\frac{5}{A}$
Untdelemn	$\frac{15}{D}$	$\frac{7,5}{A}$

Tensiunea superficială, cu multiple și importante manifestări în natură, explică și alte fenomene. Se citează :

— ridicarea unui lichid în repaos, puțin peste muchia unui deversor, fără producerea deversării (fig. I.6);

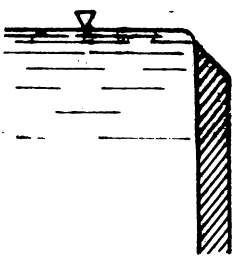


Fig. I.6. Ridicarea lichidului în repaos, peste muchea deversorului.

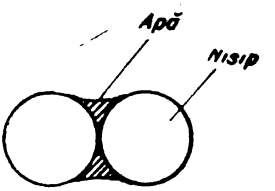


Fig. I.7. Granule de nisip legate prin apă.

— coeziunea granulelor de nisip umede (fig. I.7), luată în considerare în mecanica solurilor sub denumirea de coeziune aparentă;

— plutirea unor corpuri fine (ace, lame) dense, pe un lichid mai puțin dens și atracția între aceste corpuri plutitoare, cînd sînt apropiate sau în contact;

— atenuarea agitației valurilor cu ulei vărsat la suprafața apei, efect cunoscut și folosit de navigatorii din trecut.

Se menționează și forma picăturilor de lichid care se dă uneori rezervoarelor pentru produse petroliere, ceea ce duce la construcții economice, avînd în vedere solicitările din perete egale în toate direcțiile (picătura de lichid are forma de echilibru a unei membrane, solicitată la presiuni variind după legea hidrostatică).

2.5. ADEZIUNEA

Între un fluid (lichid sau gaz) și un solid, deci și între apă și un corp solid, la suprafața de contact se produc forțe de atracție, forțele de adeziune.

Prin adeziune se explică antrenarea apei în mișcarea de rotație a unui disc perfect lustruit, chiar dacă discul este numai în contact cu apa, fără să fie scufundat. De asemenea se explică și faptul că în cazul apei în mișcare, în apropiere de pereții solizi cu care lichidul este în contact (de exemplu a unui jgheab), există un strat foarte subțire de apă, de ordinul unei sutimi de milimetru, în repaos.

Adeziunea se manifestă numai pe suprafața de contact între fluid și solid, transmiterea mișcărilor, în masa fluidului, este influențată de viscozitate.

2.6. ABSORBȚIA, DEGAJAREA GAZELOR ȘI CAVITAȚIA

Lichidele absorb (dizolvă) gazele cu care sînt în contact.

Greutatea gazelor absorbite crește odată cu presiunea așa încît volumul gazului dizolvat se menține constant.

Apa la temperaturi și la presiuni atmosferice obișnuite, conține un volum de aer dizolvat, egal cu circa 2% din volumul său. Se menționează că oxigenul și azotul sînt absorbite de apă în alte proporții decît acele existente în atmosferă (în volume, la 0°C, în atmosferă se află circa 21% O și 79% N, iar în apă circa 34% O și 66% N).

Cînd presiunea scade, are loc o degajare a unei părți din gazele absorbite.

Dacă presiunea în lichid scade pînă la presiunea de vaporizare, odată cu degajarea gazelor se produc și vapori de lichid. Rezultă un amestec de lichid, de vapori de lichid și de gaze. Acest fenomen complex constituie ceea ce se numește *cavitație*.

De exemplu, în cazul apei, cavitația se poate produce în instalații ca strangulări de conducte, pompe centrifuge, în care, din cauza unor viteze locale foarte mari, presiunile scad foarte mult, formîndu-se o emulsie foarte compresibilă, care produce perturbări ale fenomenelor hidraulice obișnuite.

Oxigenul care se degajă în fenomenul de cavitație este în stare născîndă (molecule monoatomice) și poate provoca oxidarea pereților metalici (coroziunea hidrodinamică).

Se menționează aici și coroziunea electrochimică (corosivitatea) a apei, agresivitatea față de diferite materiale din natură sau folosite pentru construcții de transport sau de înmagazinare a apei, ca metalele și betonul.

2.7. PROPRIETĂȚILE TERMICE

Variația volumului apei, sub influența variației temperaturii se poate calcula, ca și al oricărui lichid, cu relația:

$$dV = \alpha V dt.$$

Coeficientul de dilatație al apei α are valoarea $0{,}18 \times 10^{-5}$, pentru 1°C.

În formulă dt reprezintă variația temperaturii exprimată în grade Celsius.

În cazul apei, formula de mai înainte se aplică numai peste temperatura de greutate specifică maximă (+ 3,98°C).

Apa a servit și la definirea unității pentru exprimarea căldurii specifice, o calorie mică (cal) fiind cantitatea de căldură care încălzește 1 gr de apă de la 14,5 la 15,5°C. O calorie mare sau o kilocalorie (kcal) este egală cu 1 000 cal. Căldura specifică a apei, ca și a altor substanțe, variază cu temperatura și presiunea.

Căldura de vaporizare a apei la 760 torr (mm Hg) este de 539,1 kcal/kg iar căldura de topire de 79,4 kcal/kg.

2.8. CONDUCTIVITATEA ELECTRICĂ

Apa pură are o conductivitate redusă.

Prin amestecare cu săruri, baze sau acizi, conductivitatea apei crește, așa încît conductivitatea este un indicator al conținutului de substanțe dizolvate în apă.

De obicei se determină inversul conductivității, rezistivitatea. Rezistivitatea se exprimă în Ωm, Ωcm sau Ω mm^2/m (Ω = ohm).

Rezistivitatea electrică variază mult cu temperatura; determinarea rezistivităților pentru comparație trebuie să se facă la o aceeași temperatură (+ 20°C).

2.9. RADIOACTIVITATEA APEI

Apa în sine, pură sau cu conținutul obișnuit de substanțe dizolvate sau în suspensie nu este practic radioactivă. Dar în natură există peste tot substanțe radioactive, în general în cantități infime. Apele în circulația lor, se pot încărca cu astfel de substanțe solide sau gaze. Unele emergențe de astfel de ape, cu o radioactivitate naturală pronunțată, au proprietățile curative cunoscute.

În ultimul timp datorită diseminării în natură, în mod organizat sau accidental, a unor substanțe radioactive artificiale, dat fiind pericolul fiziologic care rezultă, apare necesitatea studierii apei și sub acest aspect și cu deosebire sarcina de a elimina posibilitățile de producere a unor astfel de contaminări.

2.10. REACȚIA APEI

Apa pură conține și ioni liberi de H în greutate, de 10^{-7} gr/l și la temperatura de 22°C, precum și hidroxili, OH, în aceeași cantitate.

Indicatorul pH, reprezintă cologaritmul conținutului de ioni de hidrogen, în grame, la un litru de apă.

pH = 7 reprezintă o apă cu reacție neutră.

În general apele în natură sînt slab alcaline avînd pH > 7. Apele cu pH < 7 au o reacție acidă.

2.11. BIOLOGIA ȘI APA

Apa în stare pură nu e propice vieții, dar apa așa cum se găsește în natură, cu numeroase substanțe minerale și organice dizolvate sau în suspensie, este indispensabilă vieții. Concentrarea variată a substanțelor străine poate fi favorabilă dar și nefavorabilă vieții.

Apa circulînd în țesuturile și celulele vii, le aduce substanțe nutritive și îndepărtează deșeuri.

La om conținutul de apă variază, ca și la alte viețuitoare, cu vîrsta, fiind de 97% la embrionul de 2 luni, de 66—74% la nou-născuți și de 58 — 67% la adulți [1].

În țesuturile umane conținutul de apă variază mult fiind, de exemplu, de 22 la 34% în oase (9 la 13% din apa totală a corpului) și de 73 la 77% în mușchiulatura striată (47 la 51% din total), iar în sucul gastric este în proporție de 99,4%.

Într-un stadiu dat al vieții, conținutul în apă al animalelor superioare variază puțin. La om, reduceri de 10% din apa corpului, în special cînd se produc în timp scurt, pot avea consecințe grave iar la pierderi de apă de 20%, viața nu mai este posibilă.

Apa, este și un mediu în care trăiesc cele mai felurite și extrem de numeroase plante și animale care se interinfluențează într-un echilibru dinamic (biocenoza apei).

Rol important au microviețuitoarele, planctonul, fitoplanctonul și zooplanctonul, a căror frecvență în apă depinde de calitățile fizice și chimice ale apei și care la rîndul lor, prin absorbirea unor substanțe și evacuarea altora, pot influența sensibil calitățile apei.

3. PRELEVAREA PROBELOR DE APĂ

Proprietățile apei, dintre care unele considerate ca mai importante, au fost arătate mai înainte, se stabilesc prin analizarea, în laboratoare, a unor mostre de apă.

În ramurile diverse ale tehnicii, în care apa intervine în diferite moduri, apare necesitatea fie a cunoașterii proprietăților apei, așa cum se găsește în natură, fie a apei care după ce a fost prelevată din diferite surse a suferit unele transformări, înainte de a fi folosită sau înainte de a fi evacuată, din nou în circuitul ei natural.

Se arată în cele ce urmează principalele condiții în care prelevarea mostrelor de apă, a probelor de apă, trebuie să se facă, pentru a se obține, prin analizarea lor, date utilizabile.

O primă condiție a probelor care se supun analizelor în laborator este ca acestea să fie reprezentative (mostre caracteristice) pentru volumul de apă ce vine în considerare.

O probă de apă, prelevată de exemplu dintr-un rîu la debitele minime ale acestuia, este, singură, insuficientă și nereprezentativă pentru a dimensiona, după asemenea indicații, o stație de tratare.

Într-un asemenea caz, trebuie luate probe numeroase, la diferite intervale de timp, pentru a oferi organelor de proiectare dinamica indicatorilor de calitate ai apei.

Prelevarea probelor trebuie operată cu deosebită exigență, avînd în vedere că :

— apa își poate schimba compoziția, chiar în timpul prelevării, respectiv se poate ridica o probă neomogenă ;

— proba de apă își poate schimba compoziția în timpul transportului, sub influența temperaturii, presiunii etc. ;

— apa își poate modifica compoziția împrumutînd indicatori de la aparatura sau vasele folosite.

Pentru a asigura condițiile corespunzătoare de prelevare, în numeroase țări această operație face obiectul unor normative sau standarde de stat.

În Republica Socialistă România STAS 2852-61 legiferează principalele operații: sterilizarea vaselor; luarea probelor (cu măsuri diferențiate pentru analiza bacteriologică, biologică sau fizico-chimică); conservarea probelor; marcarea probelor și transportul probelor.

În toate țările se consideră obligatoriu ca prelevarea probelor de apă să se facă prin personal competent, instruit special și cu simț de răspundere.

Modul de efectuare a analizelor este, de asemenea, standardizat, analitic, pe fiecare indicator mai important, în parte.

Avînd în vedere că în majoritatea cazurilor conținutul substanțelor asupra cărora se efectuează analizele este extrem de mic, pentru determinarea cît mai exactă a acestora, trebuie avute în vedere o serie de indicații:

— utilizarea aparaturii de precizie, în perfectă stare de funcțiune și controlată la zi, precum și a vaselor de calitate corespunzătoare;

— pentru a verifica puritatea reactivilor și, în general, corectitudinea analizelor, se efectuează periodic analize — martor asupra unor probe de apă cu caracteristici bine stabilite (eventual apă distilată);

— reactivii utilizați se verifică periodic, cunoscînd că aceștia își pot modifica uneori caracteristicile, în timp.

Se consideră ca o regulă generală, că probele de apă trebuie analizate la un interval de cel mult 10 — 12 h de la prelevare; pentru unii indicatori (CO_2, *p*H, H_2S, Cl_2, miros, gust, culoare) analizate se efectuează pe loc, imediat după prelevarea probelor.

BIBLIOGRAFIE

1. Cebedeau *Livre de l'eau.* S. P. R. Cebedeau și L. Herstal (lez-Liège). Liège, 5 vol., 1964, 1965, 1966.
2. Kireev, V. A. *Curs de chimie fizică.* București, Editura tehnică, 1954.
3. Morette, A. *Précis d'hydrologie.* Paris, Masson et Cie, 1964.
4. Press, Heinrich. *Taschenbuch der Wasserwirtschaft.* Hamburg, Verlag Wasser und Boden, Axel Lindow & Co., 1965.
5. Buzdugan, Gh. ș.a. *Manualul inginerului,* Vol. I. București, Editura tehnică, 1965.
6. Buzdugan, Gh. ș.a. *Manualul inginerului.* Vol. II. București, Editura tehnică, 1966.

SECŢIUNEA II

HIDROLOGIE

I. Vladimirescu

METEOROLOGIE

N. Topor

CUPRINS

Hidrologie (I. Vladimirescu)

1. Generalităţi 27
2. Probabilitatea hidrologică 28
3. Corelaţia hidrologică 34
4. Ciclul hidrologic anual 34
5. Factorii de care depinde scurgerea riurilor 36
6. Scurgerea riurilor 59
7. Formaţii hidrologice freatice 76
8. Transportul de aluviuni 78
9. Aluvionarea lacurilor de acumulare 82
10. Măsurători hidrografice (niveluri, adîncimi, debite) 83
11. Curba (cheia) debitelor 87

Bibliografie 88

Meteorologie (N. Topor)

1. Elemente de meteorologie 89
2. Elemente de climatologie 97
3. Temperatura solului şi a apelor 113

Bibliografie 115

HIDROLOGIE

1. GENERALITĂȚI

Hidrologia se definește ca o știință a apelor de pe continente, sub raportul originii, circulației și distribuției lor, a proprietăților fizice și chimice și a acțiunilor mutuale cu mediul înconjurător și cu diversele activități umane.

În penultima fază a dezvoltării sale, hidrologia apărea sub denumirea de *hidrografie* și cuprindea metodica și procedeele tehnice de ridicare a hărților cursurilor de apă, a țărmului mării ca și culegerea unor date cu privire la regimul apelor.

În stadiul actual de dezvoltare, așa cum reiese din definiția de mai înainte, conținutul său este cu mult mai vast.

Utilitatea hidrologiei în domeniul construcțiilor hidrotehnice constă în faptul că oferă metode științifice de calcul și date pentru stabilirea regimului cursurilor de apă, a lacurilor și a acviferelor freatice, cum sînt : valorile caracteristice ale nivelurilor și debitelor de apă, ale debitelor solide, compoziția fizică și chimică a apei, procedeele și aparatele necesare hidrometriei etc.

Rezultatele obținute prin hidrologie constituie elementele de bază în proiectarea, execuția și exploatarea folosințelor hidraulice moderne : hidroenergia, hidroameliorațiile, alimentarea cu apă a centrelor populate și industriale, lucrări hidroedilitare diferite, transportul pe apă etc.

Materialul care urmează oferă posibilitatea unei orientări în ansamblu asupra principalelor aspecte ale investigațiilor hidrologice. Specificul fiecărei folosințe impune adaptări și completări adecvate ; actualmente se poate vorbi de o hidrologie a cursurilor de apă mari și mijlocii, de o hidrologie agrosilvică, de o hidrologie urbană și a aeroporturilor. Față de această diversificare, rezolvarea diferitelor probleme puse de practică fac necesare consultări de specialitate.

În țara noastră, hidrologia tehnică este o disciplină de sine stătătoare și se predă în facultățile hidrotehnice.

Organizarea observațiilor și măsurătorilor pe rețeaua hidrometrică de stat, cît și publicarea prelucrărilor respective sub forma de anuare hidrografice, buletine, broșuri etc. sînt în grija Ministerului Agriculturii și Silviculturii.

Observații și măsurători cu caracter departamental se efectuează și de organele Ministerului Energiei Electrice, Ministerului Transporturilor etc.

2. PROBABILITATEA HIDROLOGICĂ

2.1. PROBABILITATEA HIDROLOGICĂ ŞI FUNCŢIA DE PROBABILITATE

Axiomatic, probabilitatea corespunde cu frecvenţa relativă (criteriul V.Mises — Kolgomorov) şi se exprimă în fracţiuni subunitare sau în procente. Se spune de exemplu, că probabilitatea de apariţie a debitului la valoarea $X = 620$ m³/s este de $p = \frac{1}{1\,000}$, respectiv $p = 0{,}1\,\%$.

În ipoteza unei variaţii continue a probabilităţii evenimentului hidrologic (debit, nivel etc.), în raport cu valorile sale X $(0 < X < \infty)$, avem relaţia :

$$\int_0^{\infty} \varphi(X)\, dX = 1, \tag{II.1}$$

unde $\varphi(X)$ este o funcţie de probabilitate.

După natura evenimentului hidrologic se folosesc diverse funcţii de probabilitate (Gauss-Laplace, Frechet, Gumbel), dar cea mai frecvent utilizată este funcţia Pearson (tip III) , care exprimată sub forma unei funcţii de funcţie este :

$$\varphi(u) = Aue^{a-u}, \tag{II.2}$$

în care :

$u = -\frac{X}{2\sigma^2}$; X este valoarea evenimentului ;

$A = \frac{1}{2\sigma^2\,\Gamma(a+1)}$; $\Gamma(a+1)$ — integrala Euler (funcţia Gama) ;

σ — abaterea medie patratică a tuturor valorilor pe care le ia evenimentul studiat ;

a — parametru.

2.2. ASIGURĂRI HIDROLOGICE (PROBABILITĂŢI TOTALE)

Relaţia :

$$P = \int_{X_1}^{+\infty} \varphi(X)\, dX, \tag{II.3}$$

exprimă suma tuturor probabilităților ca evenimentul să ia cel puțin valoarea X_1 și de aceea se mai numește asigurarea de depășire hidrologică, iar relația :

$$\dot{P} = \int_0^{X_1} \varphi(X)\, dX = 1 - P, \tag{II.4}$$

devine asigurarea de nedepășire, deoarece exprimă suma probabilităților ca evenimentul să atingă cel mult valoarea X_1.

Ambele relații presupun că valorile pe care le ia evenimentul X, nu se condiționează reciproc (de exemplu X_1 nu contribuie la formarea lui X_2 și viceversa).

În cazul normal, în hidrologie, cînd valorile pe care le ia evenimentul X sînt în număr limitat, formînd un șir statistic :

$$X_1, X_2, X_3, \ldots, X_i, \ldots, X_n;$$

$$X_1 > X_2 > X_3 > \ldots,$$

asigurarea de depășire a valorii X_i a șirului statistic este:

$$P = \frac{i}{n+1}, \text{ respectiv } P = 100\,\frac{i}{n+1}\,[\%], \tag{II.5}$$

iar asigurarea de nedepășire a valorii X_i :

$$\dot{P} = 1 - \frac{i}{n+1}, \text{ respectiv } \dot{P} = 100\left(1 - \frac{i}{n+1}\right)[\%]. \tag{II.6}$$

Relațiile:

$$T = \frac{100}{P} \text{ (cu } P \text{ în procente)};$$

$$\dot{T} = \frac{100}{\dot{P}} = \frac{100}{1-P} \text{ (cu } \dot{P} \text{ respectiv } P \text{ în procente)}, \tag{II.7}$$

exprimă o legătură oarecum convențională între asigurări și numărul de perioade la care se repetă în medie evenimentul la valorile considerate (de exemplu ani, dacă evenimentul are loc în fiecare an).

Pentru calculul numeric cu funcția Pearson (tip III) pentru valori ce depășesc pe cele din șirul statistic, se pot folosi indicațiile din STAS 4068-62 [15].

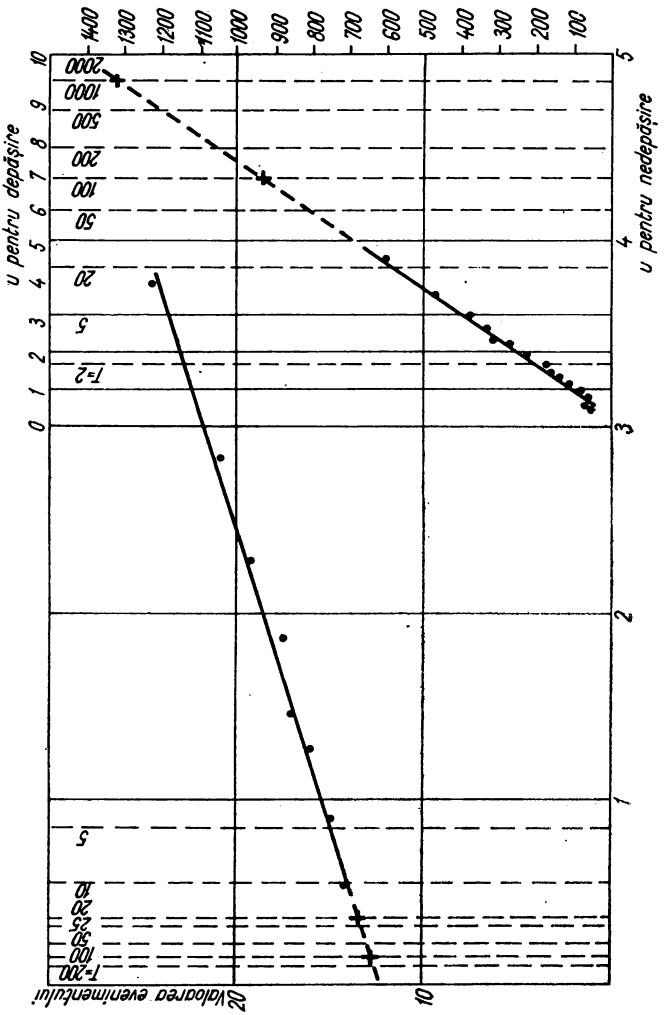


Fig. II.1. Formatul de asigurare.

Format de asigurare. În fig. II.1 se dă un format de calcul rafic, la care asigurările înscrise în abscisă sînt gradate în scara funcției de pro bilitate — elaborat de I. Vladimirescu [1]:

$$\varphi(u) = ue^{-u}, \tag{II.8}$$

iar valorile evenimentului în scară normală. Formatul cuprinde valorile variabile pentru asigurarea de depășire (dreapta sus) și pentru asigurarea de nedepășire (stînga jos). Fiecărui număr de ordin i a unei valori din șirul statistic (ordonat descrescător) îi corespunde o valoare pentru variabila u, conform tabelului II.1, ceea ce permite o reprezentare prin puncte. Trasarea prin aceste puncte a unei curbe, în mod normal apropiată de o dreaptă permite extrapolarea valorilor căutate.

Exemplul 1. Se cer valorile debitului maxim anual (evenimente) pentru perioadele de repetare $T = 100$ ani și $T = 1\,000$ ani (de depășire) cunoscînd șirul statistic alcătuit din 15 termeni și anume:

i	x_i m³/s	u_i
1	605	4,45
2	484	3,60
3	375	3,07
4	330	2,70
5	315	2,38
6	270	2,12
7	235	1,88
8	175	1,65
9	170	1,47
10	140	1,30
11	110	1,12
12	75	0,97
13	71	0,80
14	65	0,60
15	52	0,37

Pe fig. II.1 sînt reprezentate punctele (X_i, u_i) și linia dreaptă corespunzătoare. Rezultă după format $X = 930$ m³/s pentru 100 ani și $X = 1\,820$ pentru 1 000 ani.

În mod analog, pentru valorile de nedepășire la perioada $T = 20$ ani și $T = 100$ ani a debitului minim anual al cărui șir statistic este:

i	X_i m³/s	u_i
1	24,6	3,75
2	21,0	2,85
3	19,2	2,28
4	17,5	1,86
5	17,0	1,48
6	16,0	1,18
7	15,0	0,90
8	14,2	0,55

se obțin $X = 13{,}5$ m³/s pentru 20 ani și $X = 12{,}3$ m³ s pentru 100 ani (punctele sînt reprezentate în partea stîngă formatului).

Valorile u în

i \ n	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
1	3,20	3,40	3,60	3,75	3,90	4,02	4,15	4,20	4,32	4,37	4,45	4,52	4,60	4,67
2	2,28	2,50	2,70	2,85	3,00	3,12	3,22	3,32	3,40	3,52	3,60	3,67	3,77	3,85
3	1,65	1,90	2,10	2,28	2,45	2,57	2,70	2,80	2,91	3,00	3,07	3,15	3,22	3,30
4	1,15	1,62	1,65	1,86	2,02	2,17	2,30	2,40	2,50	2,60	2,70	2,77	2,85	2,92
5	0,72	1,08	1,27	1,48	1,65	1,82	1,96	2,07	2,18	2,30	2,38	2,47	2,55	2,62
6	—	0,65	0,97	1,18	1,35	1,52	1,65	1,80	1,92	2,02	2,12	2,20	2,30	3,37
7	—	—	0,57	0,90	1,10	1,27	1,40	1,58	1,65	1,77	1,88	1,98	2,07	2,15
8	—	—	—	0,55	0,83	1,03	1,20	1,32	1,42	1,55	1,65	1,75	1,86	1,94
9	—	—	—	—	0,53	0,77	0,97	1,12	1,25	1,35	1,47	1,57	1,65	1,75
10	—	—	—	—	—	0,48	0,74	0,92	1,06	1,20	1,30	1,40	1,48	1,57
11	—	—	—	—	—	—	0,45	0,58	1,00	1,02	1,12	1,22	1,32	1,42
12	—	—	—	—	—	—	—	0,43	0,65	0,83	0,97	1,07	1,20	1,26
13	—	—	—	—	—	—	—	—	0,40	0,62	0,80	0,92	1,03	1,14
14	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,38	0,60	0,76	0,90	1,00
15	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,37	0,57	0,72	0,85
16	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,38	0,55	0,70
17	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,35	0,52
18	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,33
19	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
21	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
23	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
24	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
25	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
26	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
27	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
28	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
29	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
30	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
31	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
32	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
33	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabelul II.1

funcție de i **și** n

19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
4,72	4,80	4,85	4,90	4,93	5,00	5,02	5,05	5,10	5,15	5,20	5,22	5,27	5,30	5,35
3,90	3,95	4,03	4,10	4,15	4,20	4,20	4,27	4,32	4,35	4,35	4,40	4,40	4,50	4,55
3,35	3,42	3,48	3,55	3,60	3,65	3,70	3,77	3,80	3,87	3,90	3,95	4,00	4,04	4,05
3,00	3,05	3,10	3,17	3,22	3,25	3,32	3,37	3,42	3,47	3,52	3,56	3,60	3,65	3,70
2,70	2,75	2,82	2,90	2,95	3,00	3,05	3,10	3,12	3,17	3,22	3,25	3,30	3,32	3,37
2,45	2,50	2,52	2,63	2,70	2,76	2,82	2,86	2,92	2,95	3,00	3,04	3,07	3,10	3,12
2,22	2,27	2,35	2,42	2,47	2,55	2,60	2,65	2,70	2,75	2,80	2,82	2,90	2,92	2,95
2,02	2,10	2,16	2,22	2,30	2,45	2,40	2,46	2,50	2,55	2,60	2,66	2,70	2,75	2,77
1,85	1,92	1,98	2,05	2,12	2,17	2,23	2,28	2,32	2,40	2,45	2,50	2,55	2,57	2,62
1,65	1,75	1,85	1,87	1,95	2,02	2,07	2,13	2,17	2,25	2,30	2,32	2,38	2,43	2,47
1,50	1,57	1,65	1,73	1,80	1,87	1,93	1,98	2,05	2,11	2,15	2,20	2,25	2,30	2,32
1,35	1,42	1,52	1,60	1,65	1,73	1,78	1,85	1,92	1,97	2,02	2,07	2,12	2,17	2,20
1,22	1,30	1,40	1,45	1,52	1,60	1,65	1,72	1,78	1,85	1,90	1,95	2,00	2,05	2,07
1,10	1,17	1,26	1,33	1,40	1,47	1,53	1,60	1,65	1,72	1,77	1,83	1,88	1,92	1,97
0,97	1,05	1,13	1,22	1,28	1,35	1,42	1,49	1,55	1,60	1,65	1,72	1,77	1,82	1,87
0,83	0,95	1,03	1,11	1,18	1,25	1,31	1,38	1,42	1,50	1,56	1,60	1,65	1,72	1,76
0,67	0,80	0,93	1,00	1,07	1,15	1,22	1,27	1,33	1,40	1,45	1,50	1,57	1,61	1,65
0,52	0,65	0,77	0,88	0,97	1,05	1,12	1,20	1,25	1,30	1,35	1,42	1,47	1,52	1,57
0,32	0,48	0,63	0,75	0,85	0,95	1,02	1,10	1,15	1,20	1,27	1,32	1,37	1,42	1,47
—	0,32	0,48	0,61	0,73	0,83	0,92	1,00	1,05	1,18	1,20	1,23	1,27	1,34	1,40
—	—	0,30	0,47	0,58	0,72	0,80	0,90	0,97	1,03	1,10	1,15	1,20	1,26	1,30
—	—	—	0,30	0,43	0,57	0,68	0,80	0,87	0,95	1,00	1,07	1,12	1,20	1,22
—	—	—	—	0,30	0,43	0,57	0,67	0,76	0,85	0,92	1,00	1,05	1,12	1,15
—	—	—	—	—	0,29	0,42	0,55	0,65	0,75	0,82	0,90	0,97	1,03	1,07
—	—	—	—	—	—	0,27	0,42	0,54	0,65	0,72	0,81	0,90	0,96	1,00
—	—	—	—	—	—	—	0,27	0,40	0,52	0,62	0,72	0,80	0,87	0,92
—	—	—	—	—	—	—	—	0,27	0,40	0,50	0,60	0,70	0,77	0,85
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,25	0,37	0,50	0,60	0,67	0,77
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,25	0,37	0,50	0,57	0,67
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,25	0,37	0,47	0,57
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,25	0,36	0,47
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,25	0,36
—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,25

3. CORELAȚIA HIDROLOGICĂ

Un fenomen hidrologic (precipitațiile atmosferice, debit, nivel etc.) poate fi legat, ca valoare, printr-o relație cantitativă (analitic sau grafic) de un număr limitat de factori de care depinde direct, indirect sau chiar prin coincidență, sub forma unei corelații.

Cu cît factorii cauzali aleși sînt mai hotărîtori în producerea fenomenului hidrologic, cu atît legătura apare mai strînsă.

În hidrologie se aplică cu precădere corelațiile liniare de forma :

$$Y = a + bX \quad \text{(corelația cu două variabile)}; \tag{II.9}$$

$$Y = a + bX + cZ \quad \text{(corelație cu trei variabile)}. \tag{II.10}$$

Determinarea gradului de corelație și a parametrilor a, b, c obligă existența unui volum de valori ale variabilelor măsurate direct : (Y_1, X_1, Z_1) ; (Y_2, X_2, Z_2) ; (Y_3, X_3, Z_3) ;..).

Gradul de corelație cu două variabile poate fi calculat prin formula care urmează și trebuie să aibă valoarea minimă 0,60 ; o valoare mai mică indică inexistența unei corelații valabile:

$$\gamma_{y.x} = \frac{\sum xy}{\sqrt{\sum x^2 \sum y^2}} < 1, \tag{II.11}$$

unde : $\gamma_{y.x}$ este gradul de corelație pentru Y variabilă dependentă ;

$x = X_i - \overline{X}$ — diferența între valorile X_i măsurate și media lor $\overline{X}$;

$y = Y_i - \overline{Y}$ — diferența între valorile Y_i măsurate și media lor $\overline{Y}$.

Valoarea parametrilor a și b din corelația $Y = a + bX$ se calculează folosind teoria celor mai mici pătrate, de unde rezultă :

$$a = \overline{Y} - b\overline{X}; \qquad b = \frac{\sum x \cdot y}{\sum x^2}. \tag{II.12}$$

Calculul se conduce pe bază de formate cu linii și coloane corespunzătoare. Corelația grafică se obține prin reprezentarea pe două axe a punctelor măsurate (X_i, Y_i) și trasarea printre ele a dreptei celei mai potrivite.

Pentru corelații liniare cu mai multe variabile sînt stabilite formule mai complicate [1].

4. CICLUL HIDROLOGIC ANUAL

În natură există un *ciclu hidrologic global* (pe întreg spațiul planetei noastre), la care intră în joc precipitațiile atmosferice P și evaporarea apei E, ca urmare a celor două forțe dominante : radiația solară și gravitația.

În cadrul ciclului global au loc cicluri pe spații mari componente : *oceanice, continentale* sau mixte și cicluri *regionale* (țări, bazine hidrografice), la care, pe lîngă precipitații și evaporări, intervin și cantitățile de apă care circulă la suprafața pămîntului sau în subsol (ape curgătoare) generic denumite aflux A și care intră sau ies din spațiul respectiv (în ciclurile oceanice parțiale intervin, analog, curenții oceanici).

Ciclurile hidrologice se pot prezenta cantitativ sub forma unui bilanț mediu anual, sau numai calitativ.

Cantitativ, ciclul global se exprimă prin relația :

$$E = P \text{ [mm]}, \tag{II.13}$$

iar ciclurile parțiale :

$$E = P + A \text{ [mm]}, \tag{II.14}$$

Tabelul II.2

Valorile precipitațiilor, afluxului evaporării pe cicluri

Componentele bilanțului	Ciclul continental total $S = 149 \cdot 10^6 km^2$ [după Wundt-Meinardus (I)]	Ciclul oceanic total $S = 361 \cdot 10^6$ km^2 [după Wüst (II)]	Ciclul global $S = 510 \cdot 10^6$ km^2	Observații
P	670	897,5	825	(I) și (II)
A	250	102,5	—	după [2]
E	420	1 000,0	825	

Tabelul II.3

Date medii anuale privind ciclurile hidrologice ale regiunilor interlatitudinale ale emisferei nordice a pămîntului

(După M. I. Lvovici și O. A. Drosdov)

Latitudini grade	P	E	A
70—60	340	100	240
60—50	510	230	280
50—40	561	371	190
40—30	501	413	88
30—20	513	370	143
20—10	763	569	194

exprimate în milimetri înălțime medie de coloană de apă, uniform repartizată pe spațiu considerat (tabelele II.2 și II.3).

Reprezentarea calitativă a unui ciclu hidrologic regional cuprinzînd şi efectul folosinţelor hidraulice este dată în fig. II.2.

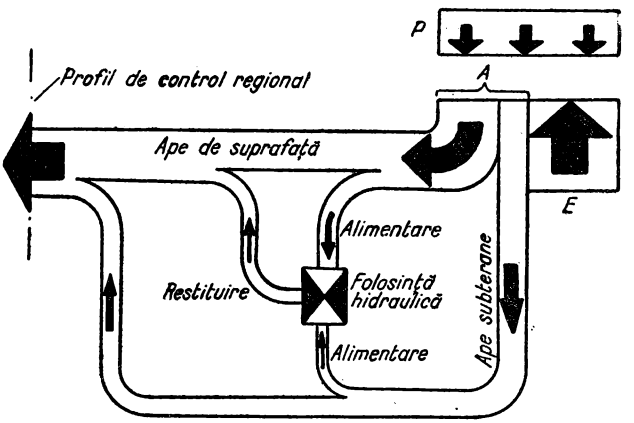


Fig. II.2. Reprezentarea calitativă a ciclului hidrologic regional.

5. FACTORII DE CARE DEPINDE SCURGEREA RÎURILOR

În sensul cel mai general sub denumirea de scurgere hidrologică (sau aflux) se înţeleg curenţii de apă care circulă pe sol, în albiile rîurilor şi ale fluviilor, şi cei subterani freatici, împreună cu materialele pămîntoase antrenate sau depuse de aceşti curenţi.

În particular, scurgerea rîurilor se referă la curenţii colectaţi în albii şi rezultă din combinaţiile multiple a unor factori naturali şi eventual a unor noi condiţii create de om.

După Ven Te Chow [3], factorii naturali de care depinde scurgerea rîurilor pot fi grupaţi în două categorii distincte şi anume : categoria factorilor *fiziografici* şi categoria factorilor *climatici*. Din prima categorie se menţionează suprafaţa şi forma bazinului hidrografic, panta medie, densitatea reţelei hidrografice, acoperămîntul de vegetaţie, condiţiile de înfiltrare a apei, tipul de sol şi geologia bazinului hidrografic, prezenţa lacurilor şi a mlaştinilor, precum şi caracteristicile hidraulice ale albiilor. Din categoria a doua fac parte : ploile, zăpada şi evapotranspiraţia.

Intervenţia omului în procesul natural al scurgerii înseamnă lacuri de acumulare artificiale, modificarea reţelei hidrografice, mobilizarea solului pentru agricultură, împăduriri, respectiv despăduriri etc.

5.1. REȚEAUA HIDROGRAFICĂ ȘI BAZINUL HIDROGRAFIC *BH*

Ansamblul de canale naturale, avînd o formă în plan ramificată, săpat de ape în decursul timpului, în spațiul unui teritoriu, constituie o *rețea hidrografică*.

La rîndul său, teritoriul, care cuprinde rețeaua hidrografică și de pe care aceasta își colectează scurgerea, poartă numele de *bazin hidrografic* (notat pe scurt *BH*). Bazinul hidrografic delimitează rețeaua hidrografică și invers (fig. II.3).

Caracterizarea rețelei hidrografice se obține printr-un număr de parametri, după cum urmează:

Ordinul de mărime exprimat prin numărul de ordine al ultimei ramificații din aval, conform sistemului de numerotare indicat în fig. II.3.

Lungimea totală a ramificațiilor, în km.

Lungimea ramificației principale, măsurată de la punctul de închidere al *BH*-ului și pînă la obîrșie, în km.

Densitatea exprimată prin raportul:

$$\frac{\text{lungimea totală a ramificațiilor}}{\text{suprafața bazinului hidrografic}} \ [\text{km}^{-1}].$$

În cadrul unui *BH* este posibil a se calcula și densități parțiale.

Panta diferitelor canale (ramificații) calculată cu formula:

$$J = \frac{\Delta H}{l}, \qquad \text{(II.15)}$$

unde ΔH este diferența de cote a capetelor ramificației de lungime l.

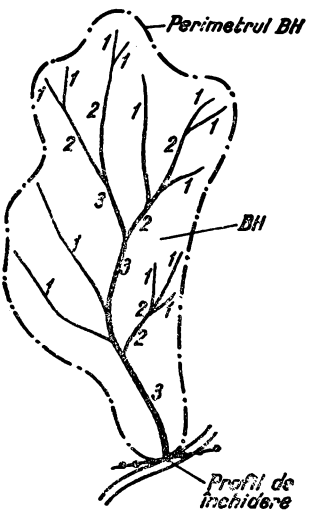


Fig. II.3. Bazinul și rețeaua hidrografică.

Profilul longitudinal sinoptic care este o reprezentare grafică a rețelei hidrografice în plan vertical (fig. II.4).

Bazinul hidrografic se caracterizează prin parametrii indicați mai jos:

Perimetrul sau *cumpăna apelor*, care se trasează pe hărți cotate și cu curbe de nivel este linia închisă a cotelor celor mai înalte ale suprafeței *BH*. În regiuni de carst sau formații geologice speciale se introduc corectări adecvate.

Profilul de închidere sau *profilul de control* este punctul de închidere din aval al perimetrului (la ramificația cea mai importantă a rețelei hidrografice).

Forma suprafeței BH care este extrem de variată (fig. II.5). Mai frecvent se prezintă formele: foarte alungite (fig. II.5, *a*), de pară (fig. II.5, *b*, *c*) și circulare (fig. II.5, *d*).

Mărimea suprafeței BH care se exprimă în mod normal în km²; în cadrul unui *BH* mărimea suprafeței poate fi divizată în mărimi parțiale corespunzătoare fiecărei ramificații ale rețelei hidrografice. Mărimea suprafeței este asociată de kilometrajul profilului de închidere (sau de o anumită semnificație geografică a acestui profil). În raport cu lungimea ramificației celei mai importante se stabilesc grafice ale mărimii suprafeței *BH*, denumite epure ale *BH* (fig. II.6), cuprinzînd și mărimea subbazinelor.

Panta medie a *BH*, care se obține prin relația:

$$J_{med} = \frac{\Delta H}{F} \Sigma L, \qquad \text{(II.16)}$$

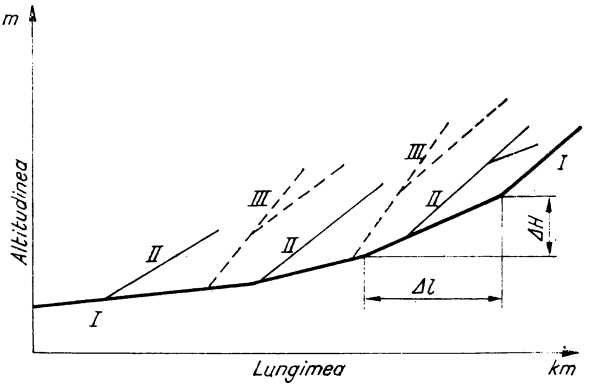


Fig. II.4. Profilul longitudinal sinoptic:
I – ramificație principală; *II* – ramificație pe stînga; *III* – ramificație pe dreapta.

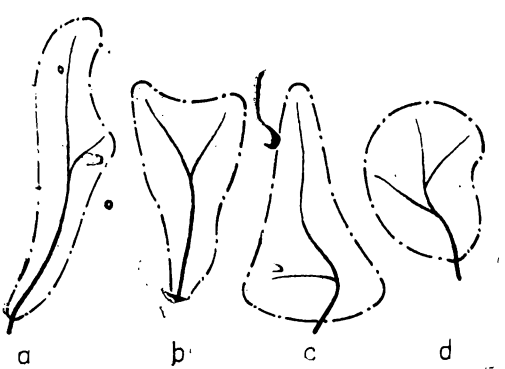


Fig. II.5. Forma *BH*.

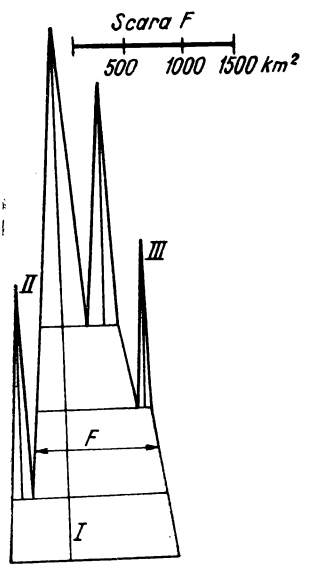


Fig. II.6. Epura *BH*:
I – lungimea ramificației principale; *II* – afluent pe stînga; *III* – afluent pe dreapta.

unde: ΔH este echidistanța curbelor de nivel din BH, în km;

F — suprafața BH, în km^2;

ΣL — lungimea totală a curbelor de nivel din bazin, în km.

Cu cît curbele de nivel sînt mai numeroase, cu atît panta este calculată mai exact.

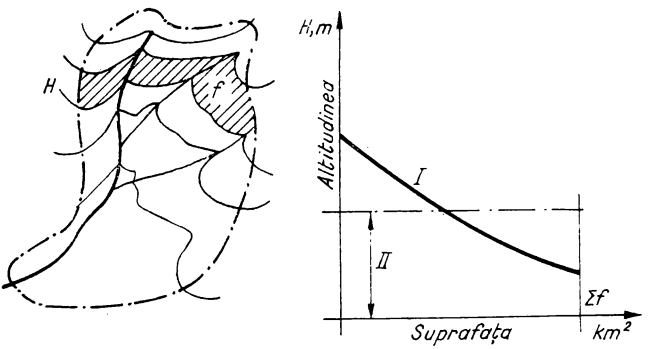


Fig. II.7. Altitudinea medie:
I — curba hipsometrică H ($\sum f$); *II* — altitudine medie.

Altitudinea medie se obține prin curba hipsometrică a cărui construcție rezultă din fig. II.7, pe baza BH și a curbelor de nivel interioare.

Poziția geografică exprimată în grade și subdiviziuni de longitudini și latitudini ale patrulaterului geodezic care înscrie BH-ul.

Orientarea față de nordul magnetic a liniei centrale a BH-ului.

Coeficientul de împădurire ca un raport între mărimea suprafeței acoperită cu păduri a BH și suprafața integrală a sa, adică:

$$C_p = \frac{F_{\text{păduri}}}{F} \qquad \text{(II.17)}$$

Gradul de impermeabilitate (*calitativ*) a terenului pe suprafețe parțiale în raport cu rocile specifice (roci impermeabile, puțin permeabile, permeabile, foarte permeabile), stabilite după hărțile geologice.

În fig. II.8 se redau pentru cele mai importante bazine hidrografice din Republica Socialistă România, cîteva valori care le clasifică importanța (lungimea cursului rîului, L în km și suprafața F, în km^2).

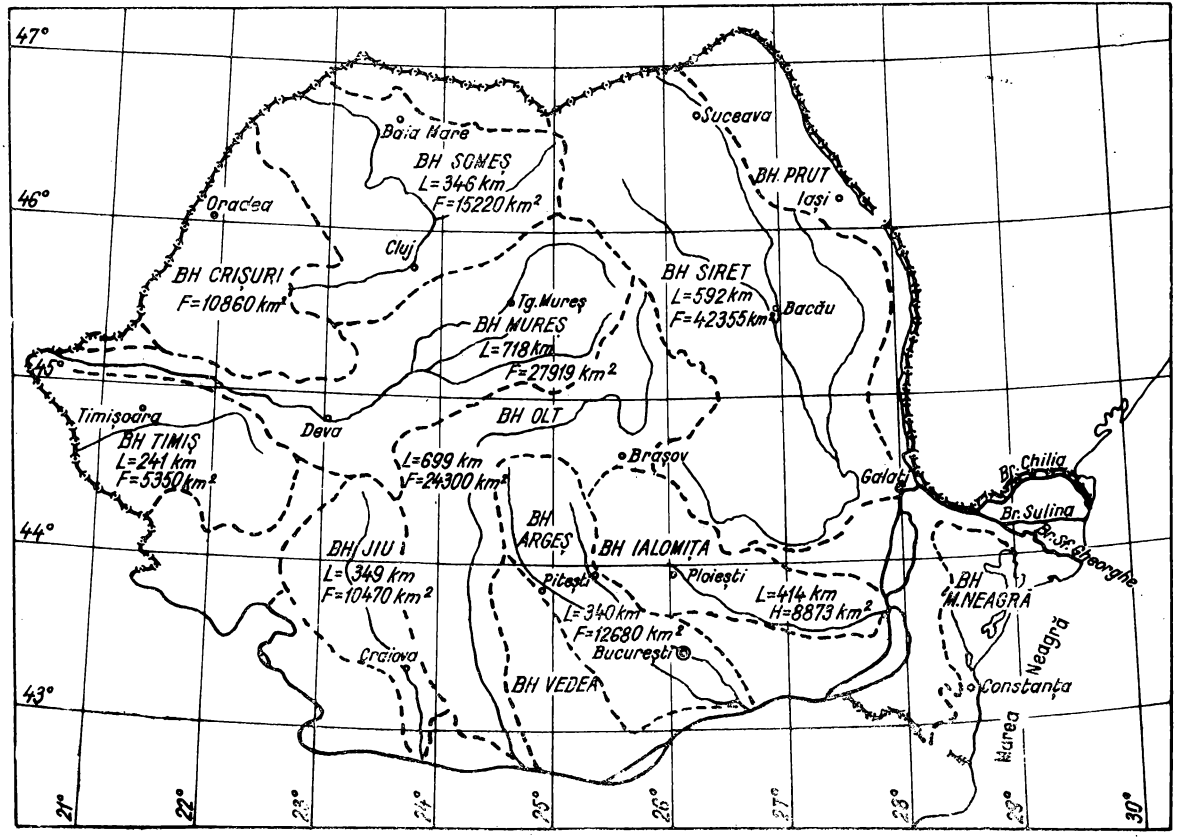


Fig. II.8. Valorile L, în km şi F, în km², ale bazinelor hidrografice din Republica Socialistă România.

5.2. PRECIPITAȚIILE ATMOSFERICE

Precipitațiile atmosferice ce apar sub formă lichidă (ploi) sau temporar solidă (zăpadă), iau naștere ca urmare a unor procese de fizică atmosferică explicate prin teoria emisă de Bergeron.

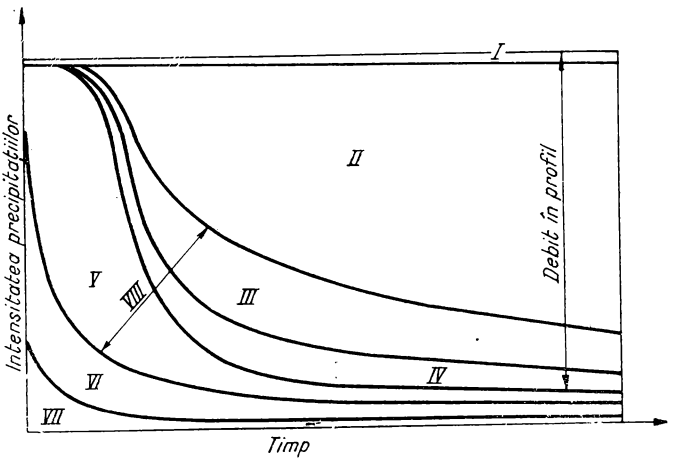


Fig. II. 9. Repartiția precipitațiilor:

I — precipitații căzute pe oglinda apelor; *II* — scurgerea de suprafață (directă); *III* — scurgere hipodermă; *IV* — scurgere subterană; *V* — refacerea umidității solului; *VI* — acumulări în depresiuni; *VII* — interceptie. ; *VIII* — apă subterană.

Aceste precipitații atmosferice constituie aproape exclusiv sursa următoarelor categorii de scurgeri și acumulări (v. 6.1) din spațiul unui bazin hidrografic:

— scurgerea de suprafață sau scurgerea directă;

— scurgerea hipodermă (de subsuprafață);

— scurgerea subterană, care împreună cu scurgerea hipodermă au ca fază inițială infiltrația;

— acumulările din depresiunile solului;

— acumulările prin intercepția învelișului vegetal.

Ultimele două categorii nu dau loc la scurgeri, care să poată fi captate de rețeaua hidrografică, iar scurgerea subterană care provine din aceeași precipitație cu scurgerea de suprafață, este captată în parte, cu mult mai tîrziu decît aceasta din urmă.

În mod ilustrativ, repartiția precipitațiilor atmosferice între diferitele categorii de scurgeri și acumulări se redă în fig. II.9 în raport cu variația lor în timp, după reprezentarea Linsley, Kohler și Paulhus [6].

5.2.1. **Hidrometria precipitațiilor atmosferice.** Valoarea precipitațiilor se măsoară, la o rețea de stații hidrometeorologice, după procedee standardizate. Numărul de stații necesar calculului precipitațiilor unui *BH* este în funcție de forma și de mărimea bazinului; în cazul studierii hidrologice a *BH*-uri foarte mici ($F < 10$ km^2) este suficientă o stație pluviometrică.

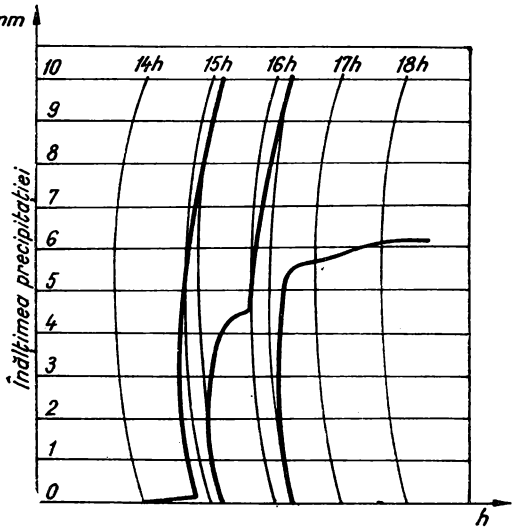


Fig. II.10. Pluviogramă.

Valorile medii ale grosimii decadale ale stratului de

Stațiunea	Luna	X		XI			XII		
	Decada 1	2	3	1	2	3	1	2	3
Vișeul de Sus	—	—	0,1	0,1	0,4	1,1	2,4	2,5	5,5
Gheorghieni	—	—	—	0,1	0,4	1,3	3,2	8,1	10,0
Predeal	0,1	0,3	2,0	0,6	2,6	6,8	10,8	12,1	17,5
Sinaia	—	—	—	0,2	0,6	1,6	3,7	5,7	7,1
Deva	—	—	—	—	—	0,1	0,4	1,0	1,7
Craiova	—	—	—	—	0,7	0,8	1,8	5,2	5,8
București-Băneasa	—	—	—	0,1	0,3	0,4	0,9	2,5	4,5
Piatra Neamț	—	—	0,2	0,1	1,9	2,0	1,6	4,8	6,3
Botoșani	—	—	0,2	0,1	1,6	2,3	2,4	4,9	6,9

Aparatele folosite sînt pluviometrele şi pluviografele, care măsoară înălţimea cumulată în timp a unui strat de apă considerat uniform repartizat pe sol. De exemplu, înălţimea $h = 30$ mm acumulată în decurs de 24 h, reprezintă o cantitate de 30 l/m².

Cu pluviometrele se înregistrează precipitaţiile la orele 8°°, 14°° şi 20°°, iar cu pluviografele se obţin variaţiile înălţimii precipitaţiilor pe tot timpul cît durează acestea, sub formă de pluviograme (fig. II.10), $h\ (t)$.

Zăpada se măsoară cu o tehnică specială prin prelevări de carote, prin folosirea surselor radioactive etc. care măsoară grosimea stratului de zăpadă (vechi şi nou) şi transformarea acestuia în înălţime echivalentă de apă (tabelul II.4).

Publicaţiile Institutului Meteorologic Central (I.M.C.) sub formă de buletine zilnice, lunare şi anuale, sînt sursele autorizate de informare asupra cantităţilor de precipitaţii atmosferice înregistrate la staţiunile hidrometeorologice din Republica Socialistă România. Cantitatea de apă a precipitaţiilor atmosferice, pe o perioadă dată, se obţine prin calcularea înălţimii medii pe întreaga suprafaţă a bazinului hidrografic.

Pentru un *BH* de mică suprafaţă sau pentru regiuni unde cantităţi de precipitaţii nu diferă mai mult de 10% faţă de medie, se admite aceasta din urmă ca valoare a înălţimii de precipitaţie pentru bazinul hidrografic considerat.

Pentru un *BH* cu staţii în diferite condiţii climatice şi pentru averse torenţiale, se efectuează calculul de bază de *izohiete* sau prin metoda Thiessen.

În metoda izohietelor (fig. II.11) sau a liniilor de egală precipitaţie, înălţimea medie h_m este dată în relaţia:

$$h_{med} = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^{n} f_k \frac{(h_k + h_{k+1})}{F}, \qquad \text{(II.18)}$$

unde: f_k este suprafaţa parţială a *BH* cuprinsă între izohietele:

$$h_k \text{ şi } h_{k+1};$$

F — suprafaţa integrală a *BH*.

Tabelul II.4

zăpadă, la cîteva localităţi, în perioada 1926–1955, în cm

I			II			III			IV		
1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2	3
8,4	10,8	11,4	12,1	14,4	12,5	7,6	5,3	2,4	0,5	—	—
10,0	12,1	14,8	20,7	19,9	20,2	15,2	13,2	6,8	1,4	0,2	0,3
25,0	30,4	36,8	41,8	40,5	41,3	28,3	24,5	18,0	6,7	3,7	2,2
11,6	13,3	16,6	16,5	13,4	10,8	8,0	5,2	2,7	0,8	0,4	0,6
3,0	3,3	4,0	4,7	3,0	1,4	0,6	0,2	0,1	—	—	—
6,7	9,6	11,8	14,1	10,9	8,9	6,4	3,1	1,1	0,1	—	—
6,0	8,6	10,2	10,0	9,4	7,7	4,7	2,7	0,7	0,1	—	—
9,0	10,0	9,7	12,0	12,6	9,9	4,7	2,2	1,3	1,1	—	—
10,8	13,2	12,9	14,3	14,4	13,3	7,6	3,3	2,8	0,5	—	—

Metoda Thiessen (fig. II.12) constă în a repartiza fiecărei staţiuni meteorologice din interiorul bazinului, cîte o suprafaţă parţială f_k cu aceeaşi valoare a precipitaţiei ca şi staţiunea din cuprinsul suprafeţei parţiale. Rezultă:

$$h_{med} = \frac{1}{F} \sum_{k=1}^{n} h_k f_k , \qquad \text{(II.19)}$$

unde h_k este valoarea precipitaţiei la staţiunea numerotată cu litera k.

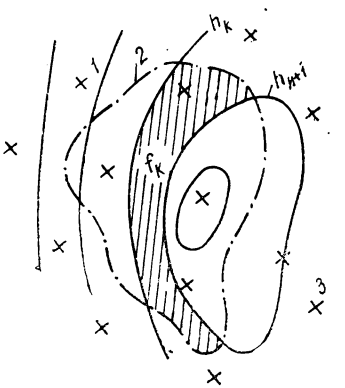


Fig. II.11 Izohiete. Calculul precipitaţiei medii în BH:
1 – izohietă; *2* – perimetrul BH; *3* – staţie pluviometrică.

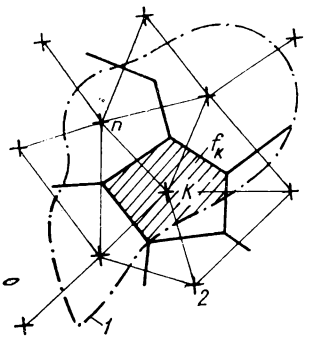


Fig. II.12. Calculul precipitaţiei medii în BH prin metoda Thiessen:
1 – perimetrul BH; *2* – staţie pluviometrică.

Suprafeţele parţiale f_k se obţin din triunghiurile formate de staţiile meteo din interiorul şi exteriorul BH, prin ridicarea de perpendiculare pe mijlocul laturilor.

5.2.2. **Clasificarea precipitaţiilor atmosferice din staţiile meteorologice.** Precipitaţiile medii multianuale sau normale reprezintă media aritmetică a înălţimii de precipitaţii acumulată în decurs de un an, pe o îndelungată perioadă de ani. Pentru reţeaua de staţii meteo din Republica Socialistă România pe perioada de ani 1896–1915 şi 1921–1955, normala este redată sub formă de izolinii (fig. II.13).

În raport cu normala, precipitaţia unui an este caracterizată ca normală, ca bogată – *an ploios*, sau săracă – *an secetos*. Pe teritoriul ţării cei mai ploioşi ani au fost 1919, 1922, 1940 şi 1955, în timp ce ani secetoşi sînt consideraţi 1896, 1907 şi 1946.

Precipitaţiile lunare sînt precipitaţiile însumate de-a lungul unei luni. Media lunară multianuală sau normala lunară rezultă ca o medie aritmetică a precipitaţiilor aceleiaşi luni pe o îndelungată perioadă de ani. Normala lunară este variabilă cu poziţia geografică a staţiunii, după cum rezultă, de exemplu, din tabelul II.5, pentru staţiile din cuprinsul unor bazine hidrografice din Republica Socialistă România.

Precipitaţiile maxime în 24 h reprezintă înălţimea maximă de precipitaţii acumulată în decursul unei zile dintr-un an, sau dintr-o perioadă de ani (tabelul II.6) dă o indicaţie asupra valorilor acestei precipitaţii din perioada anilor 1896–1915 şi 1921–1955, la cîteva staţii meteorologice din ţară [4].

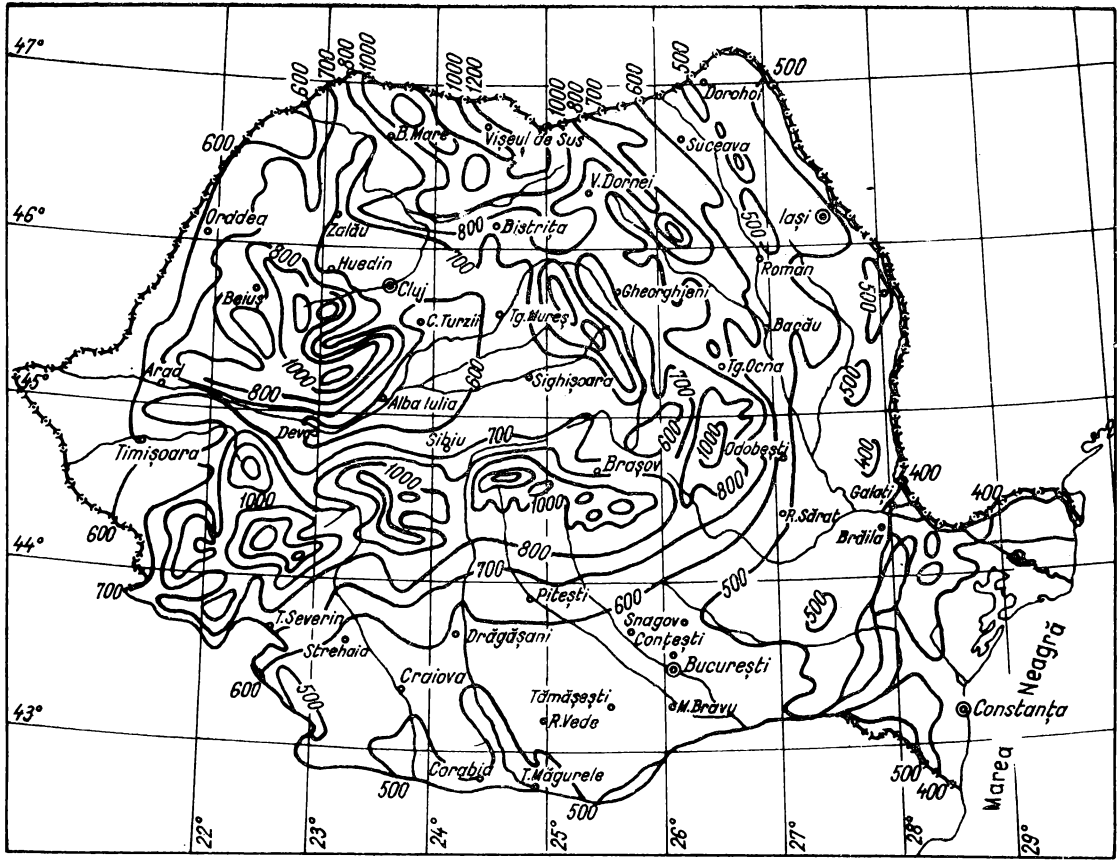


Fig. II.13. Precipitații medii multianuale (izohiete).

Tabelul II.5

Precipitaţii atmosferice lunare şi anuale medii, în mm, ale anilor 1896–1915 şi 1921–1955

Staţia	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Anual
0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Bazinul Tisei													
Faini	55,1	50,8	62,5	76,1	105,0	143,6	138,7	111,1	97,9	92,0	72,7	66,5	1 072,0
Ocna Şugatag	41,6	41,2	46,6	53,9	83,8	100,0	88,0	78,1	62,0	54,9	51,7	46,2	742,0
Bazinul Someşului													
Bistriţa	35,2	37,3	35,7	55,6	74,7	94,4	81,1	74,8	54,5	48,5	48,1	40,1	680,0
Baia Mare	70,7	65,0	61,7	78,3	90,5	111,2	92,6	89,1	76,9	84,4	76,8	78,8	976,0
Bazinul Crişului													
Stîna de Vale	77,4	126,6	98,3	97,0	157,9	191,4	129,1	84,5	74,5	77,9	124,6	124,8	1 364,0
Gura Honţ	48,4	39,4	43,3	55,0	83,4	84,2	70,6	60,6	51,4	60,9	50,9	47,1	695,2
Bazinul Mureşului													
Blaj	21,5	20,0	23,8	42,4	64,3	77,6	75,9	60,8	43,7	36,9	25,8	22,5	515,2
Băişoara	52,4	38,3	31,4	55,2	90,6	122,6	112,6	92,6	49,2	32,8	51,0	46,3	775,0
Bazinul Timişului													
Bocşa Montana	45,8	48,3	61,2	78,2	105,0	108,5	76,2	67,9	55,5	67,8	67,9	59,0	841,2
Deuta	37,1	37,0	39,9	48,3	74,2	73,1	54,2	53,9	43,7	52,0	45,5	43,1	602,0
Bazinul Jiului													
Paring	61,9	49,9	58,7	107,0	93,8	124,2	118,9	64,6	66,4	84,1	66,4	55,6	951,5
Brădeşti	47,3	35,1	34,6	40,0	60,2	62,9	41,3	35,1	34,3	41,4	47,8	49,0	529,0

Bazinul Ollului													
Sf. Gheorghe	23,7	22,0	28,1	42,4	67,0	98,1	89,7	74,4	48,5	38,8	24,5	26,9	584,1
Păltiniş	45,2	46,6	53,1	85,2	106,9	147,4	115,5	107,6	59,2	59,1	41,5	42,7	910,0
Mănăstirea Horezu	52,4	42,2	67,3	71,9	111,6	122,6	80,6	67,2	59,4	75,6	62,3	57,8	870,9
Strihăuţ	35,5	28,2	27,6	38,0	61,2	68,1	55,6	38,0	37,5	44,3	41,9	39,8	515,7
Bazinul Argeşului													
Cetăţenii din Deal	41,4	32,8	44,0	67,9	111,1	138,4	103,0	81,1	73,4	69,6	53,7	40,5	856,9
Potlogi	30,7	28,2	29,6	37,8	55,3	80,1	63,6	42,2	34,5	40,6	36,5	33,0	512,1
Bazinul Ialomiţei													
Vîrful Omu	108,2	170,9	145,0	97,7	93,0	173,0	145,7	106,8	54,6	88,9	69,4	92,8	1 346,0
Ciochina	36,1	28,6	29,6	34,7	50,0	69,9	57,0	41,5	35,0	36,3	38,6	35,7	493,0
Bazinul Siretului													
Rarău	36,1	42,1	44,1	73,1	143,0	133,7	126,0	119,0	93,7	47,6	33,2	33,9	926,0
Tazlău	31,3	24,4	39,0	60,5	95,1	120,8	101,8	74,9	56,2	53,7	35,3	33,9	731,9
Tîrgu Dona	28,7	26,9	32,3	47,4	82,6	111,2	85,1	76,0	54,2	47,6	35,6	26,2	653,8
Vîlcele	25,6	25,4	24,8	39,7	49,6	58,0	38,6	29,8	28,4	36,8	35,6	30,9	425,2
Bazinul Prutului													
Botoşani	29,3	25,5	25,9	45,4	66,1	81,8	81,1	61,5	49,7	39,0	33,6	30,1	569,0
Huşi	29,6	30,4	28,2	42,7	54,0	74,7	64,1	47,6	38,5	41,5	38,3	33,4	523,0
Bazinul Dunării													
Turnu Severin	49,3	42,5	43,1	53,7	73,3	71,7	46,0	44,7	44,6	66,1	69,0	57,0	661,0
Sulina	23,2	22,8	20,4	27,6	33,3	43,0	30,7	39,5	23,0	34,3	32,3	28,9	359,0
Bazinul Mării Negre													
Constanţa	26,7	24,2	23,2	27,6	33,2	41,4	36,0	28,8	27,7	34,0	34,5	32,7	370,0

Tabelul II.6

Valorile precipitaţiilor maxime în 24 h în perioada anilor 1896–1915 şi 1921–1955 la cîteva staţii meteorologice din Republica Socialistă România

Localitate \ Luni	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Vişeul de Sus	26,0 (1901)	56,2 (1930)	35,0 (1914)	34,0 (1912)	61,0 (1913)	60,0 (1902)	58,8 (1933)	61,0 (1909)	50,9 (1931)	36,0 (1926)	51,0 (1950)	34,0 (1915)
Timişoara	25,0 (1912)	30,3 (1951)	38,0 (1896)	34,0 (1897)	54,8 (1939)	100,0 (1915)	73,2 (1955)	49,0 (1900)	63,0 (1910)	43,0 (1905)	40,2 (1949)	25,4 (1938)
Cluj	29,6 (1923)	26,2 (1933)	27,0 (1898)	42,2 (1925)	41,0 (1927)	68,0 (1954)	65,0 (1899)	44,7 (1953)	52,0 (1905)	42,0 (1898)	29,4 (1949)	26,0 (1896)
Sibiu	22,5 (1923)	30,8 (1946)	27,0 (1898)	67,0 (1935)	50,0 (1915)	107,5 (1946)	92,0 (1898)	63,4 (1948)	68,0 (1912)	38,0 (1946)	47,0 (1913)	24,0 (1945)
Deva	35,1 (1955)	40,3 (1904)	54,6 (1939)	32,4 (1941)	66,2 (1942)	55,5 (1934)	262,0 (1934)	58,2 (1937)	54,0 (1944)	36,1 (1939)	27,6 (1925)	28,3 (1930)
Ciuperceni (Oltenia)	45,1 (1949)	46,0 (1898)	43,2 (1950)	43,2 (1929)	54,2 (1922)	348,9 (1925)	66,3 (1940)	68,2 (1902)	85,0 (1954)	80,3 (1931)	49,2 (1909)	42,9 (1909)
Arefu	90,9 (1923)	45,6 (1933)	46,2 (1899)	57,1 (1907)	102,3 (1902)	86,9 (1927)	135,0 (1941)	63,4 (1927)	62,4 (1910)	63,8 (1927)	49,4 (1910)	56,7 (1899)
Ploieşti	32,8 (1943)	36,4 (1936)	28,8 (1923)	86,0 (1935)	47,2 (1947)	86,6 (1923)	72,8 (1940)	84,9 (1949)	45,2 (1912)	116,9 (1924)	64,8 (1912)	44,8 (1945)
Bucureşti-Filaret	49,8 (1942)	34,1 (1933)	36,2 (1946)	45,1 (1937)	61,6 (1937)	136,6 (1910)	85,9 (1915)	135,4 (1949)	40,5 (1904)	59,6 (1910)	49,7 (1924)	58,6 (1911)
Sulina	74,8 (1933)	32,2 (1921)	34,2 (1925)	46,2 (1910)	99,7 (1929)	74,4 (1940)	70,6 (1899)	219,2 (1924)	29,6 (1913)	100,0 (1943)	51,6 (1928)	47,4 (1902)

Precipitațiile atmosferice asigurate anuale, lunare și maxime în 24 h, ca valori reprezentative ale fiecărui an din o perioadă dată de ani (în număr de cel puțin 15—20 ani), pot forma șiruri statistice de valori, cărora li se aplică calculul de probabilitate hidrologică (de depășire — nedepășire după caz). Se obțin astfel, pentru proiectarea construcțiilor hidrotehnice, valori corespunzătoare unor perioade de ani cu mult mai întinse decît cele ale șirului statistic cunoscut prin măsurători directe.

Precipitațiile provocate din ploi torențiale (*averse*) se stabilesc după tabelul dat de Berg sau după relația Wussow [2]:

$$h \geqslant \sqrt{5t - \left(\frac{t}{24}\right)^2} \text{ [mm]}, \tag{II.20}$$

unde t este durata aversei, în min.

Intensitatea medie a precipitației este dată de raportul:

$$i_{med} = \frac{h}{t} \text{ [mm/min]}, \tag{II.21}$$

unde h este înălțimea precipitației în mm și t durata precipitației în min; exprimată în alte unități, intensitatea medie se calculează cu formulele:

$$i_{med} = 166 \frac{h}{t} \text{ [l/s} \cdot \text{ha]};$$

$$i_{med} = 16{,}6 \frac{h}{t} \text{ [m}^3\text{/s} \cdot \text{km}^2\text{]}. \tag{II.22}$$

Intensitatea pe intervale scurte din durata t se obține prin relația:

$$i = \frac{\Delta h}{\Delta t}, \tag{II.23}$$

unde Δh este înălțimea precipitației numai în intervalul de timp Δt.

Pe baza intensităților de scurte intervale se formează un grafic denumit hietogramă (fig. II.14), care arată variația în timp a intensității aversei considerate.

De o deosebită importanță practică, îndeosebi pentru studiul hidrologic al bazinelor de mică suprafață, este relația *intensitate — durată-frecvență*. Construcția acestei relații, sub forma unei familii de curbe, ia în considerare toate aversele torențiale din o perioadă îndelungată de N ani; la fiecare aversă se caută cea mai mare intensitate pentru diverse intervale de timp t (de exemplu 1; 5; 10; 15). Reprezentarea grafică a punctelor i și t și clasarea lor conduce la curbe de felul indicat în STAS 1846-65.

Sub o formă analitică, curbele pot fi cuprinse în diverse formule. Astfel se menționează formula:

$$i_{med} = i_0 \frac{a}{t + 9} \text{ [l/s · ha]}, \qquad \text{(II.24)}$$

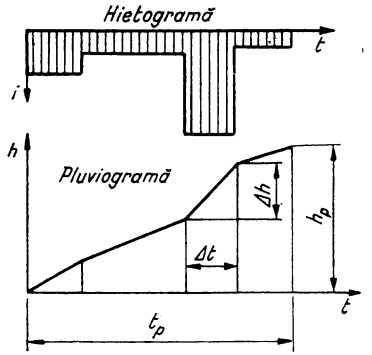


Fig. II. 14. Hietogramă.

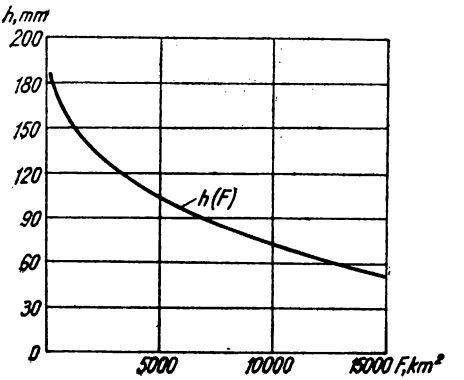


Fig. II. 15. Curba $h(F)$ a unei averse în *BH* Argeș.

unde după I. Vladimirescu, pentru aversele din sudul țării avem:

i_0 = 135 l/s·ha este intensitatea aversei de t = 15 min cu frecvența de 1/1 ani;
a = 55,5 pentru frecvența de o dată la 20 ani;
a = 48,0 pentru frecvența de o dată la 10 ani; (II.25)
a = 24,0 pentru frecvența de o dată la 1 an;
t = durata aversei, în min.

De exemplu, la t = 65 min, i_{med} = 100 l/s·ha pentru 1/20 ani; i_{med} = 87,5 l/s·ha pentru 1/10 ani și i_{med} = 43,6 l/s·ha pentru 1/1 ani.

În general, nu se înregistrează prea mari diferențe de intensitate a averselor torențiale în diferite regiuni, ceea ce face admisibilă folosirea parametrilor arătați și în alte condiții climatice din Republica Socialistă România.

Ca un alt aspect al ploilor torențiale, în fig. II.15 se arată caracterul atenuat a înălțimii medii a aversei din 12 iulie 1941, din bazinul rîului Argeș, în raport cu mărimea suprafeței [5].

5.3. TOPIREA ZĂPEZII

Zăpada contribuie la scurgerea rîurilor prin cantitatea de apă ce rezultă din topire. Următorii factori intervin în procesul de topire: radiația solară, umiditatea atmosferică, căldura cedată de sol, ploile calde, gradul de compactare al stratului de zăpadă, unele condiții locale (păduri, curenți calzi).

Echivalentul în apă a unui strat de zăpadă poate fi calculat cu formula:

$$h = \gamma Z \text{ [mm]}, \tag{II.26}$$

unde h este înălțimea stratului de apă, γ este greutatea volumetrică a zăpezii din strat în kgf/m³ (pentru zăpada proaspătă, $\gamma = 102 \ldots 300$ kgf/m³, iar pentru zăpadă veche granuloasă $\gamma = 250 \ldots 650$ kgf/m³) și Z este grosimea medie a stratului de zăpadă, în m.

Dinamica de topire se determină prin formule mai mult sau mai puțin aproximative. În S.U.A. se folosește formula [6]:

$$h_z = K(T - 32) \text{ [inch/zi]}, \tag{II.27}$$

unde: h_z — este înălțimea stratului de apă rezultat din topire (înch = 25 mm);

$K = 0{,}02 \ldots 0{,}11$;

T = temperatura medie a zilei în grade Fahrenheit obținută în funcție de temperatura Celsius după scara următoare:

°C	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
°F	32	33,8	35,6	37,4	39,2	41,0	42,8	44,6	46,4	48,2	50,0	51,8	53,6	55,4	57,2

Exemplul 2. Pentru o zi cu temperatura medie de 6°C, înălțimea stratului de apă obținut prin topirea zăpezii este conform formulei cu $K = 0{,}05$:

$$h = 0{,}05\,(42{,}8 - 32) = 0{,}54 \text{ inch/zi} = 13{,}5 \text{ mm/zi}.$$

În cazul ploilor calde, topirea stratului de zăpadă este mult accentuată.

5.4. EVAPOTRANSPIRAȚIA

Prin evapotranspirație se înțelege cantitatea totală de apă, transformată în vapori prin anumite procese fizice și biologice ce au loc în masele de apă, în sol și în acoperământul vegetal.

Se exprimă în milimetri înălțime coloana de apă, ca valoare medie uniform repartizată pe suprafața bazinului hidrografic.

În hidrologia generală, evapotranspirația apare îndeosebi prin valoarea sa integrală și prin cazul particular al evaporării apei numai din masele lichide (de la suprafața apei). În hidrologia agrosilvică se mai studiază în detaliu cazurile particulare ale evapotranspirației potențiale și cazul evaporării biologice a diferitelor specii de vegetație.

5.4.1. **Evaporarea din masele de apă (lacuri, bălți, rîuri).** Din punct de vedere hidrotehnic, evaporarea din masele de apă reprezintă pierderi de debit folosibil.

Valoarea debitului q_E pierdut se exprimă prin relația:

$$q_E = 10 \frac{h_e F}{t_e} \text{ [m}^3\text{/s]}, \tag{II.28}$$

în care:

h_e este evaporația, în mm;
t_e — durata în care s-a produs evaporarea, în s;
F — suprafața în ha, a masei de apă în contact cu atmosfera (oglinda apei).

Exemplul 3. $F = 200$ ha; $h_e = 136$ mm; $t_e = 30$ zile $= 30 \times 86\,400$ s:

$$q_E = 10 \frac{136 \times 200}{30 \times 86\,400} = 0{,}105 \text{ m}^3\text{/s},$$

debit pierdut ca valoare medie pe perioada de 30 zile (cercetări recente se efectuează pentru reducerea pierderilor de apă prin evaporare, prin acoperirea oglinzii de apă cu pojghițe subțiri de preparate chimice).

Măsurătoarea directă a evaporației din masele de apă se efectuează prin *evaporimetre*, care sînt mici rezervoare standardizate, montate pe plute, ancorate pe oglinda apei.

În cazul în care nu există mase de apă (naturale sau artificiale) evaporarea virtuală într-o localitate se măsoară prin *puterea evaporantă* a atmosferei, în care scop se folosește o instrumentație specială (rezervoare metalice îngropate sau neîngropate, atmometre cu sferă poroasă tip Livingston, evaporimetru Piche etc.), [7].

Măsurătoarea evaporației este organizată pe stații în regiuni reprezentative, fiecare stație fiind dotată și cu alte instrumentații (anemometre, termometre, barometre, pluviometre etc.). Rezultatele măsurătorilor directe se prelucrează sub formă de valori medii lunare, anuale și o valoare medie multianuală.

În lipsa măsurătorilor se folosesc formule, stabilite ca relații dintre valoarea puterii evaporante și valori ale factorilor care o determină.

Formula Lugeon [7] pentru puterea evaporantă are următoarea formă analitică:

$$h_E = 0{,}398\, n\, (U_s - U_a) \frac{273 + t}{273} \cdot \frac{760}{B - U_s} \text{ [mm/lună]}, \tag{II.29}$$

în care:

n este numărul de zile ale lunei de calcul;
U_s — umiditatea de saturație a atmosferei la temperatura medie maximă, pe mai mulți ani a lunei considerate, exprimată în tensiune a vaporilor (mm Hg);
U_a — umiditatea absolută ca valoare medie a lunei de calcul, în mm Hg;
B — presiunea barometrică medie a lunei, în mm Hg;
t — temperatura în luna considerată, ca medie a temperaturii maxime în cele n zile ale lunei, în °C.

Exemplul 4. $n = 30$; $U_s = 15$ mm Hg; $U_a = 9$ mm Hg; $B = 753$ mm Hg; $t = 10$°C,

$$h_E = 0{,}398 \times 30(15 - 9) \frac{273 + 10}{273} \cdot \frac{760}{753 - 15} = 77{,}2 \text{ mm/lună}.$$

Trecerea de la valoarea puterii evaporante la valoarea evaporării unei mase de ape, din acelaşi amplasament, impune aplicarea unui factor de corecţie, în funcţie de adîncimea medie a masei. În orice caz, există în timp o covariaţie între cele două feluri de valori. Recent au fost deduse formule luînd în considerare radiaţia solară (formulele Bowen, Richardson etc.) sau distribuţia umidităţii aerului deasupra oglinzii apei (Thornthweite, Holzmann); aplicarea lor este adesea restrînsă din lipsa datelor numerice referitoare la radiaţia solară etc.

Pentru mase de apă puţin adînci, evaporarea de calcul se obţine prin formula Meyer sau formula Serviciilor Hidrologice U.R.S.S.

Formula Meyer (în unităţi engleze):

$$h_E = C(U_s - U_a)\left(1 + \frac{v}{10}\right) \text{ [ţol/lună]}, \tag{II.30}$$

în care: U_s este umiditatea de saturaţie corespunzătoare temperaturii medii a lunei considerate, în ţol Hg (1 ţol = 25,4 mm);

U_a — umiditatea absolută, medie a lunei considerate, în ţoli Hg;

v — viteza medie a vîntului pe luna considerată, în mile/h (1 milă = 1,852 km)

C — un coeficient empiric.

Formula Serviciilor Hidrologice a U.R.S.S.:

$$h_E = 0{,}15\ n\,(U_s - U_a)\,(1 + 0{,}072\ v)\ \text{[mm/lună]}, \tag{II.31}$$

în care: n este numărul de zile ale lunei considerate;

U_s, U_a — ca la formula de mai înainte, în milibari;

v — viteza vîntului (ca valoare medie lunară) măsurată la 2 m înălţime deasupra oglinzii apei, în m/s.

Pe baza unor măsurători directe şi folosind metoda corelaţiei, valorile medii multianuale ale evaporării de la suprafaţa apei din Republica Socialistă România sînt redate în fig. II.16 sub formă de izolinii.

Valoarea medie lunară (multianuală) se poate obţine informativ pe baza coeficienţilor din tabelul II.7, care multiplică valoarea medie multianuală din fig. II.16.

Tabelul II.7

Coeficienţii care multiplică valoarea medie multianuală (v. fig. II.16)

Altitudinea m	Lunile									
	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
1 000—1 800	—	0,07	0,12	0,17	0,19	0,19	0,15	0,11	—	—
500—1 000	0,03	0,05	0,12	0,16	0,19	0,18	0,14	0,09	0,04	—
500	0,05	0,13	0,16	0,17	0,17	0,15	0,09	0,06	0,03	0,02

5.4.2: **Determinarea evapotranspiraţiei.** Evapotranspiraţia din spaţiul unui bazin hidrografic făcînd parte din bilanţul hidrologic (v. Cap. 4) poate fi determinată din ecuaţia bilanţului.

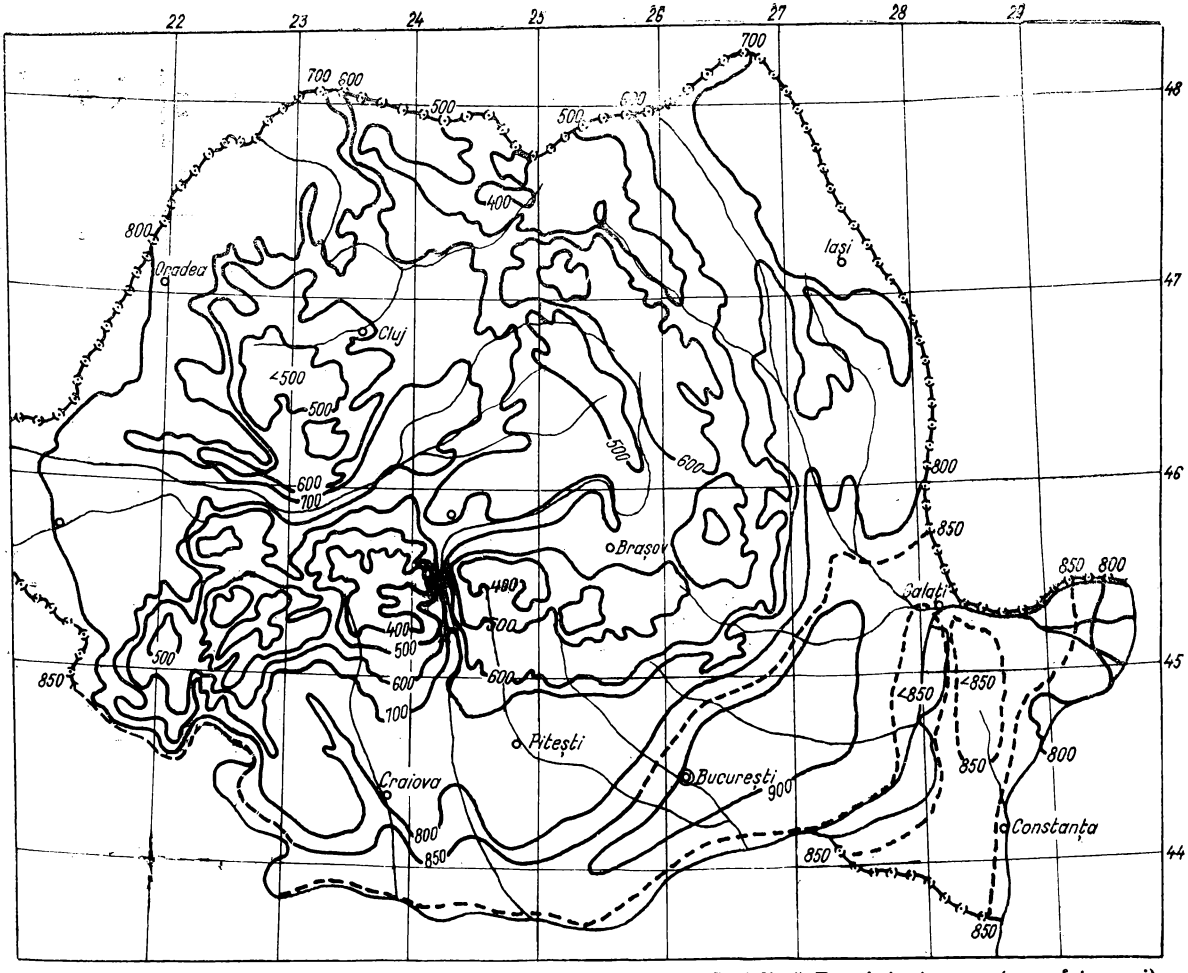


Fig. II. 16. Izoliniile evaporației medii multianuale în Republica Socialistă România, în mm (suprafața apei).

Pentru o perioadă dată, activul şi pasivul bilanţului sînt:

Intrări în spaţiul BH:

a) Precipitaţii atmosferice în timpul perioadei h_p, în mm
b) Surse provenite din perioada precedentă (ape subterane, zăpadă) R, în mm

Ieşiri şi acumulări în spaţiul BH

a) Scurgerea rîurilor în perioada considerată A, în mm
b) Evapotranspiraţia în perioada considerată hET, în mm
c) Acumulări existente (ape subterane şi zăpadă) la sfîrşitul perioadei considerate ($R \pm \Delta R$), în mm.

Ecuaţia bilanţului rezolvată în raport cu evapotranspiraţia este:

$$h_{ET} = h_p - A \pm \Delta R \text{ [mm]}. \tag{II.32}$$

Ecuaţia precedentă devine aplicabilă dacă termenul R este cunoscut ceea ce nu întotdeauna este cazul, mai ales pentru perioade scurte (sub 1 an).

Pentru perioade scurte se foloseşte ca mijloc intermediar *evapotranspiraţia potenţială*, definită ca evapotranspiraţia care s-ar produce în cazul în care umiditatea necesară ar fi permanent asigurată (prin o sursă suplimentară).

După Thornthwaite, evapotranspiraţia potenţială se calculează în funcţie de temperatura medie a perioadei considerate, normal 1 lună, şi latitudinea bazinului hidrografic (ca înlocuitoare a duratei de insolaţie).

Procedeul de calcul al evapotranspiraţiei potenţiale se găseşte în Îndreptarul nr. 25/1961, editat de fostul Comitet de Stat al Apelor.

Cu notaţiile: h_{ET}, h_{EP}, h_p şi R,

în care: h_{ET} este evapotranspiraţia în perioada considerată, în mm;
h_{EP} — evapotranspiraţia potenţială în perioada considerată, în mm;
h_p — precipitaţia în perioada considerată, în mm;
R — rezerva de umiditate a solului la începutul perioadei, în mm,

se obţine:

$$h_{ET} = h_{EP} \text{ dacă } h_p > h_{EP}; \tag{II.33}$$

$$h_{ET} = h_p + \Delta R \text{ dacă } h_p < h_{EP};$$

$$(\Delta R \leqslant R, \text{ aşa încît } h_p + \Delta R \leqslant h_{EP}).$$

În fig. II.17 se redau valorile medii ale evapotranspiraţiei potenţiale pe teritoriul Republicii Socialiste România, pentru luna iulie [8].

Valoarea medie multianuală a evapotranspiraţiei se calculează din ecuaţia de bilanţ (II.33) simplificată (ΔR fiind cînd pozitiv cînd negativ se anulează), sub forma:

$$h_{ET} = h_p - A \text{ [mm]}, \tag{II.34}$$

în care h_p este precipitaţia medie multianuală, iar A este scurgerea medie multianuală (v. Cap. 6).

Dacă valoarea A a scurgerii rîurilor nu este cunoscută se recurge la formule care dau în general rezultate aproximative (Wundt, Turk etc.).

Pentru bazine hidrografice de mare suprafaţă se reţine tabelul II.8 dat de Wundt, în funcţie de temperatura medie multianuală şi de precipitaţia medie multianuală din bazinul considerat [2].

Evaluarea în primă aproximație a evapotranspirației anuale asigurate se poate obține prin relația [1]:

$$h_{ET\ asig.} = 0{,}9\ h_{ET}\left[1 + \frac{1}{4}\left(\frac{u}{2} - 1\right)C_v\right]\ [\text{mm}], \qquad \text{(II.35)}$$

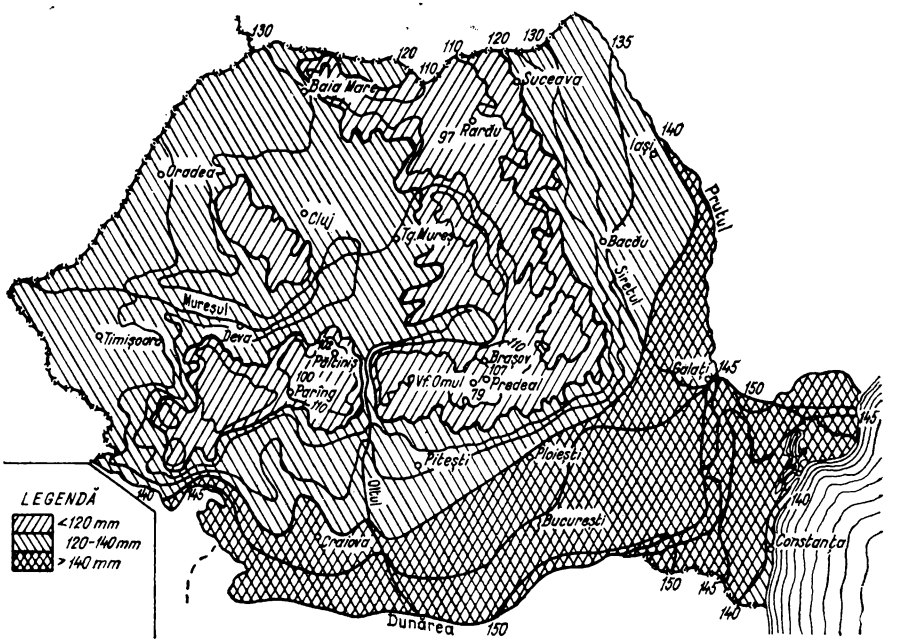


Fig. II.17. Evapotranspirația potențială medie, metoda Thornthwaite, în mm, în luna iulie.

în care:

h_{ET} este evapotranspirația medie multianuală conform relației (II.33), în mm;

C_v — coeficientul de variație medie al precipitațiilor anuale și al temperaturilor anuale din bazin;

u = 4,70 pentru perioada de repetare $T = 20$ ani;

u = 3,90 pentru perioada de repetare $T = 10$ ani.

Exemplul 5. $h_{ET} = 400$ mm; $C_v = 0{,}20$; $T = 10$ ani:

$$h_{ET\ asig.} = 0{,}9 \times 400\left[1 + \frac{1}{4}\left(\frac{3{,}90}{2} - 1\right)0{,}20\right] = 375\ \text{mm}.$$

Pentru bazine hidrografice mici valoarea evapotranspirației se studiază pe baza măsurătorilor directe în stațiuni amenajate cu instalații numite *lisimetre*.

Tabelul II.8

Valorile lui h_p și t

t, °C \ h_p, mm	200	400	600	800	1 000	1 200
0	140	210	240	270	270	270
5	170	280	350	400	420	420
10	180	340	440	520	570	580
15	180	380	510	630	710	750
20	190	390	570	720	840	920

5.5. INFILTRAȚIA. COEFICIENTUL DE SCURGERE

Trecerea apei de la suprafața solului către interiorul acestuia constituie fenomenul *de infiltrație*, spre deosebire de *percolație*, sau filtrație, care definesc circulația apei în interiorul terenului.

5.5.1. **Intensitatea infiltrației.** Intensitatea infiltrației numită și *viteza de infiltrație* este dată de relația :

$$u = \frac{h_i}{t} \quad [\text{mm/min}], \tag{II.36}$$

în care : u este intensitatea ;

h_i — înălțimea coloanei de apă, în mm, infiltrată în timpul t, în min.

Mărimea intensității variază cu parametrii hidrofizici ai solului (textură, structură etc.) cu natura învelișului vegetal și cu natura apei infiltrate (viscozitate, turbiditate, temperatura). Drept urmare, viteza de infiltrare pe suprafața unui bazin hidrografic, în general neomogen, are valori locale diferite.

Valoarea locală a intensității de infiltrație poate fi dedusă teoretic pentru un teren omogen, pe baza ecuației fizico-matematică a difuziei.

În mod practic, viteza de infiltrare locală se determină direct prin *infiltrometre*.

Datele obținute prin infiltrometre pot fi cuprinse analitic, de exemplu, în formula Horton :

$$u = u_c + (u_0 - u_c)\, e^{-Kt}, \tag{II.37}$$

în care : u_0 este viteza de infiltrare măsurată în primele minute ale experienței ;

u_c — viteza de infiltrare care rămîne constantă, aproximativ după 1—2 h ;

K — parametru calculat după datele experimentale.

Viteza de infiltrație a precipitațiilor atmosferice de pe suprafața unui bazin hidrografic se calculează prin intermediul *indicelui de infiltrație*, ca o valoare medie pe întreaga suprafață și în care se cuprind și eventualele retenții în depresiunile terenului.

Valoarea indicelui de infiltrație Φ se obține din formula [6]:

$$\Phi = \frac{1}{t_p}\left(h_p - \frac{V}{F}\right) \text{ [mm/min]}, \qquad \text{(II.38)}$$

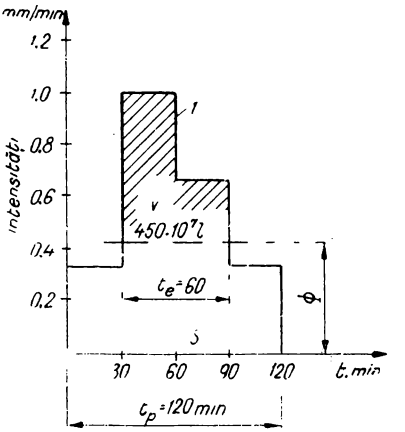


Fig. II.18. Indicele de infiltrație:
1 — hietograf; V — scurgere de suprafață; Φ — indice de infiltrație.

în care: t_p este durata precipitației considerate, în min;
h_p — înălțimea medie a precipitației din BH, în mm;
V — volumul de apă al scurgerii de suprafață (v. 6) rezultat al precipitației considerate, în l;
F — suprafața BH, în m².

Indicele de infiltrație determină pe hietogramă *timpul efectiv al precipitației* t_e, variația intensității efective și intensitatea medie efectivă, respectiv *înălțimea precipitației efective* $h_e = V/F$.

Pentru un BH dat, indicele de infiltrație se determină pe baza unor serii de valori măsurate direct privind t_p, h_p și V.

Exemplul 6. Pentru hietograma din fig. II.18, și pentru un BH cu $F = 230$ km², $V = 450 \cdot 10^7$ l, $h_p = 70$ mm; $t_p = 120$ min conform cu formula (II.38), rezultă:

$$\Phi = \frac{1}{120}\left(70 - \frac{450 \cdot 10^7}{230 \cdot 10^6}\right) = 0{,}42 \text{ mm/min}.$$

Pentru alte serii de valori, la același BH, se procedează analog, obținînd valorile respective ale indicelui de infiltrație care în final conduc la o valoare medie.

Intensitatea medie de infiltrație se obține din relația:

$$u = \frac{S}{t_p} \quad [\text{mm/min}], \tag{II.39}$$

în care, S este aria parțială a hietogramei, aflată sub orizontala care marchează indicele de infiltrație (aria nehașurată pe fig. II.18), în l și t_p — durata precipitației, în min.

5.5.2. **Coeficientul de scurgere.** Acest coeficient se definește ca raportul dintre volumul scurgerii rîurilor și volumul precipitației care a generat acea scurgere prin formula:

$$\alpha = \frac{V}{h_p F} < 1{,}0. \tag{II.40}$$

În funcție de indicele de infiltrație, coeficientul de scurgere are formula:

$$\alpha = 1 - \frac{\Phi}{h_p} t_p; \tag{II.41}$$

(pentru exemplul de mai înainte $\alpha = 1 - \frac{0{,}42}{70} \cdot 120 = 0{,}28$).

Coeficientul de scurgere se poate referi la o singură precipitație și la scurgerea sa, sau la o totalitate de precipitații și scurgerile din o anumită perioadă, în care caz se clasifică în coeficient de scurgere lunar, anual sau mediu multianual (v. Subcap. 6.1).

6. SCURGEREA RÎURILOR

Sub forma fizică a unui curent de apă care trece prin profilul de închidere a *BH* scurgerea rîurilor constituie rezultatul însumării scurgerii colectate de pe versanții (scurgerea directă) cu scurgerea subterană.

Cursurile de apă din Republica Socialistă România, au epoci în care predomină într-o mare proporție scurgerea directă (primăvara și toamna) și epoci, cînd mai importantă apare scurgerea subterană (vara și iarna), după cum se vede din fig. II.19.

Graficul scurgerii în raport cu timpul (fig. II.19) este denumit *hidrograf al debitelor.*

Variabilitatea excesivă a scurgerii este o consecință a modificării continue a intensității factorilor genetici (v. Subcap 5.2, 5.4, și 5.5). Totuși în cîmpul acesta extrem de variabil, se desprind următoarele valori caracteristice:

— valoarea medie pe o perioadă dată (decadă, lună, an și perioadă multianuală);

— valoarea maximă pe o perioadă dată (decadă, lună etc.);

— valoarea minimă pe o perioadă dată (decadă, lună etc.);

— valoarea asigurată (de depăşire şi de nedepăşire).

Cantitativ, scurgerea rîurilor se exprimă în unităţile indicate în prima coloană a tabelului II.9, care conţine şi coeficienţii de transformare dintr-o unitate în alta.

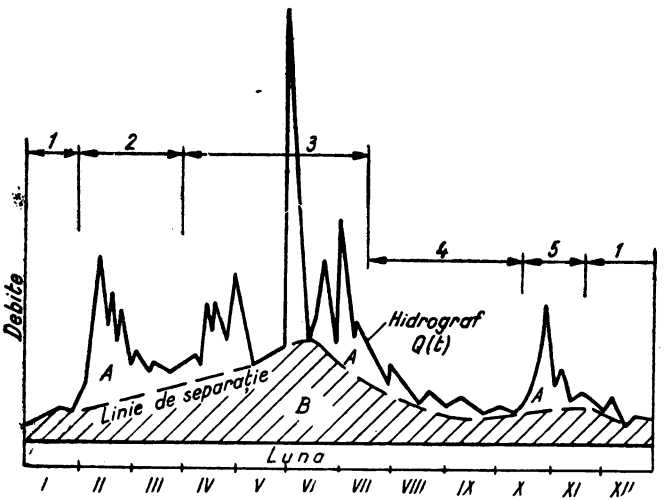


Fig. II. 19. Hidrograful scurgerii anuale în Republica Socialistă România :

1 — epocă ape mici iarna ; *2* — idem mari, topire zăpadă ; *3* — idem mari, ploi plus zăpadă ; *4* — idem medii şi mici vara ; *5* — idem mari, ploi toamna ; *A* — scurgere directă ; *B* — idem de bază.

Exemplul. 7. Dacă scurgerea unui *BH* cu suprafaţa $F = 1\,200$ km^2 este $Q = 220$ m^3/s, de-a lungul unei perioade $T = 3$ zile $= 3 \times 86\,400$ s cît va fi scurgerea în alte unităţi? Astfel :

— în l/s: $Q = 1\,000 \cdot 220 = 220 \cdot 10^3$;

— în m^3/s · km^2: $q = \dfrac{1}{1\,200} \cdot 220 = 0{,}183$;

— în l/s · km^2: $q = \dfrac{1\,000}{1\,200} \cdot 220 = 183$;

— în l/s · ha: $q = \dfrac{10}{1\,200} \cdot 220 = 1{,}83$;

— în mm; $h_e = \dfrac{3 \times 86\,400}{1\,000 \times 1\,200} \cdot 220 = 47{,}30.$

Tabelul II.9

Coeficienți de transformare

Se dau \ Se obțin	Q m³/s	Q l/s	q m³/s·km²	q l/s·km²	q l/s·ha	h mm	Observații
Q m³/s	1	10^3	$\frac{1}{F}$	$\frac{10^3}{F}$	$\frac{10}{F}$	$\frac{T}{10^3F}$	F, km²
Q l/s	$\frac{1}{10^3}$	1	$\frac{1}{10^3F}$	$\frac{1}{F}$	$\frac{1}{10^2F}$	$\frac{T}{10^6F}$	T, s
q m³/s·km²	F	10^3F	1	10^3	10	$\frac{T}{10^3}$	—
q l/s·km²	$\frac{F}{10^3}$	F	$\frac{1}{10^3}$	1	$\frac{1}{10^2}$	$\frac{T}{10^6}$	—
q l/s·ha	$\frac{F}{10}$	10^2F	$\frac{1}{10}$	10^2	1	$\frac{T}{10^4}$	—
h mm	$\frac{10^3F}{T}$	$\frac{10^6F}{T}$	$\frac{10^3}{T}$	$\frac{10^6}{T}$	$\frac{10^4}{T}$	1	—

6.1. VALOAREA MEDIE A SCURGERII Q_{med}

Dacă perioada de scurgere este T (egală cu durata hidrografului) valoarea medie are ca expresie analitică :

$$Q_{med} = \frac{1}{T}\int_0^T Q\,dt, \tag{II.42}$$

ceea ce echivalează cu aria delimitată de hidrograf, respectiv cu media aritmetică a tuturor valorilor Q existente pe durata T.

În cazul unui șir de valori medii anuale $Q_1, Q_2 \ldots Q_i \ldots Q_n$ valoarea medie corespunză toare celor n ani este :

$$Q_0 = \frac{\sum_{1}^{n} Q_i}{n}, \tag{II.43}$$

în eroarea:

$$\pm \varepsilon = \frac{100\ C_v}{n}\ [\%], \tag{II.44}$$

unde C_v este coeficientul de variație al șirului [1,15].

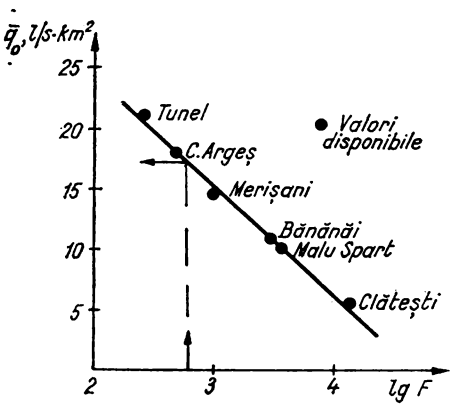


Fig. II. 20. Corelația $q - \lg F$ pentru rîul Argeș.

Scurgerea medie multianuală Q_0, permite a se calcula volumul mediu anual al scurgerii, denumit și *stocul scurgerii* sau *potențialul hidrologic.*

Exemplul 8. $Q_0 = 22$ m³/s; stocul $V = 22 \cdot 365 \times 86\,400 = 695{,}2 \cdot 10^6$ m³.
Pe baza șirului de valori medii anuale, se poate calcula scurgerea medie anuală asigurată de nedepășire (v. Cap. 2).

În lipsa șirului statistic, Q_0 (sau q_0) se deduce folosind metoda corelației cu suprafețele BH ale scurgerilor medii multianuale cunoscute. Figura II.20 exemplifică corelația q_0 (lg F), care permite interpolările și extrapolările necesare.

Un calcul aproximativ se obține prin folosirea coeficientului de scurgere multianual (v. § 5.5.2) și a precipitației medii multianuale (v. § 5.2.2) din formula:

$$h_0 = \alpha_0\, h_p\ [\text{mm}], \tag{II.45}$$

respectiv:

$$Q_0 = \alpha_0\, h_p\, \frac{1\,000F}{T}\ [\text{m}^3/\text{s}], \tag{II.46}$$

în care: α_0 este coeficientul de scurgere multianual;
h_p — precipitația medie multianuală a BH, în mm;

F — suprafața BH, în km²;
$T = 365 \times 86\,400$ s.

Exemplul 9. $\alpha_0 = 0{,}22$; $F = 2\,100$ m²; $h_p = 720$ mm;

$$Q_0 = 0{,}22 \times 720 \frac{1\,000 \times 2\,100}{365 \times 86\,400} = 10{,}7 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Coeficientul de scurgere α_0 (dacă nu este cunoscut) se calculează după relația :

$$\alpha_0 = 1 - \frac{h_{ET}}{h_p}, \qquad \text{(II.47)}$$

Tabelul II.10

Debitele medii multianuale din Republica Socialistă Romînia

Nr. crt.	Cursul de apă	Postul hidrometric	Bazinul de recepție		Debitele medii multianuale m³/s
			Suprafața F, km²	Altitudine medie H, m	
1	Vișeu	Bistra	1 566	1 006	33,60
2	Tur	Turulung	726	368	7,86
3	Someșul Mare	Beclean	4 371	710	48,30
4	Someșul Mic	Cluj	1 193	960	14,20
5	Someș	Satu Mare	15 155	540	118,00
6	Crișul Repede	Oradea	2 214	620	23,40
7	Crișul Negru	Zerind	4 344	299	28,60
8	Mureș	Alba Iulia	17 847	636	97,20
9	Mureș	Arad	27 061	629	155,00
10	Tîrnava Mare	Blaj	3 586	565	13,80
11	Arieș	Turda	2 399	892	22,50
12	Strei	Petreni	1 904	926	23,70
13	Timiș	Lugoj	2 707	661	31,40
14	Jiu	Filiași	5 212	626	61,10
15	Motru	Fața Motrului	1 748	422	14,50
16	Olt	Feldioara	5 608	811	30,10
17	Olt	Rîmnicu Vîlcea	15 336	788	117,00
18	Vedea	Alexandria	3 312	198	12,50
19	Argeș	Pitești-Ștrand	3 110	858	38,60
20	Ialomița	Slobozia	8 550	391	40,90
21	Siret	Lespezi	5 945	510	30,10
22	Suceava	Ițcani	2 377	613	14,50
23	Bistrița	Dorna Arin	1 687	1 212	24,90
24	Moldova	Tupilați	4 070	684	29,50
25	Bîrlad	Tecuci	6 675	223	7,62
26	Buzău	Măgura	2 470	859	22,20
27	Prut	Ungheni	15 620	—	77,40
28	Bahlui	Iași	1 436	169	2,15
29	Dunărea	Orșova	576 232	—	5 400,00
30	Dunărea	Ceatal Ismail	807 000	—	6 330,00

în care: h_{ET} este evapotranspirația medie multianuală din *BH*, în mm (v. 5.4.2);
h_p — precipitația medie multianuală din același bazin, în mm.
Valorile aproximative ale coeficientului de scurgere se obțin prin formulele empirice ca de exemplu:

$$\alpha_0 = 0{,}88 \frac{28\, t^\circ + 240}{h_p} \text{ (Kreps)}; \tag{II.48}$$

$$\alpha_0 = \frac{1}{1 + \frac{87e^5}{h_p}} \text{ (M. Constantinescu etc.)}, \tag{II.49}$$

în care t° este temperatura medie multianuală a aerului din cuprinsul *BH*, în °C, iar h_p ca mai înainte.

Studii speciale sînt necesare pentru determinarea scurgerii medii multianuale la cursuri de apă cu scurgere discontinuă sau la acelea cu bazine hidrografice foarte mici.

Tabelul II.10 redă pentru cîteva rîuri din Republica Socialistă România valorile debitelor medii multianuale.

6.2. VALOAREA MAXIMĂ A SCURGERII

Scurgerea maximă se prezintă ca un hidrograf parțial al debitelor, denumit și *hidrograf de viitură*, în care scurgerea directă este comparativ mult mai importantă decît scurgerea subterană denumită și *scurgerea de bază*. Caracteristicile geometrice și elementele hidrografului de viitură sînt redate în fig. II.21 și anume:
— începutul scurgerii maxime (punctul *A*);
— vîrful scurgerii maxime (punctul *M*);
— sfîrșitul scurgerii maxime (punctul *C*);
— ramura crescătoare a hidrografului de viitură (*AM*);
— ramura descrescîndă a hidrografului de viitură (*MC*);
— durata totală a hidrografului de viitură t_h;
— durata pînă la vîrf a hidrografului de viitură t_M;
— scurgerea de bază (suprafața hașurată pe fig. II.21).

Hidrografele de viitură sînt *singulare* sau *complexe*, după cum au un singur vîrf sau mai multe, ca urmare a survenirii unor averse secundare.

Determinarea hidrografului de viitură, generat de o aversă cu caracteristici date, pentru un *BH* cunoscut sub raportul fizico-geografic, se poate obține prin cîteva procedee (metoda izocronelor, hidrograful unitar, hidrograful în *S*, formule empirice etc.) cu atît mai exacte, cu cît se dispune de un material hidrologic mai bogat, rezultat din măsurători directe și din care se pot deduce anumiți parametri caracteristici fiecărui procedeu.

Procedeul hidrografului unitar cu o mai largă răspîndire (inițiat de Sherman în 1932) se bazează pe următoarele ipoteze:
— hidrograful singular al scurgerii directe (fără cel de bază) reflectă toate intervențiile factorilor fizico-geografici ai *BH* (infiltrație, evaporare, acumulări etc.), asupra precipitației atmosferice (aversă);
— hidrografele scurgerii directe, pentru averse de aceeași durată, sînt curbe afinee și în consecință au aceeași durată totală și aceeași durată de vîrf, iar ordonatele lor se deduc unele din altele printr-o proporționalitate directă;
— caracteristicile aversei sînt aceleași pe toată suprafața bazinului hidrografic.

Ipotezele de mai înainte, conduc la concluzia că pentru un același *BH*, un hidrograf singular rezultat dintr-o aversă cu înălțimea efectivă $h_e = 1$ mm și cu o durată efectivă t_e, denumit *hidrograf unitar*, poate oferi prin ordonatele sale (Q_{unit}) factorii de proporționalitate pentru a calcula ordonatele oricărui hidrograf singular generat de o aversă de aceeași durată t_e, dar de înălțime efectivă diferită (h_e), după relația:

$$Q_1 = h_e Q_{unit}. \tag{II.50}$$

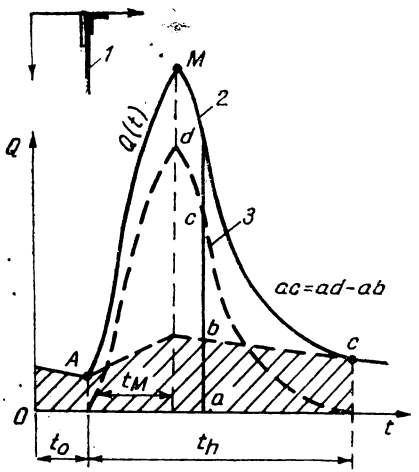


Fig. II.21. Caracteristicile hidrografului de viitură:
1 — hietograf; *2* — hidrograf de viitură; *3* — scurgere directă.

Stabilirea hidrografului unitar (singular), care este cheia metodei, rezultă din exemplul din fig. II.22, după cum urmează:

— pentru *BH* considerat, se alege un hidrograf singular, cît mai precis măsurat împreună cu elementele caracteristice ale aversei care l-a generat (pluviograma și hietograma respectivă);

— pe hidrograful măsurat se separă scurgerea de bază de scurgerea directă și se desenează hidrograful scurgerii directe Q;

— se calculează înălțimea efectivă a aversei din relația :

$$h_e = \frac{V}{F} = 12{,}50 \text{ mm (în exemplul dat)}, \qquad \text{(II.51)}$$

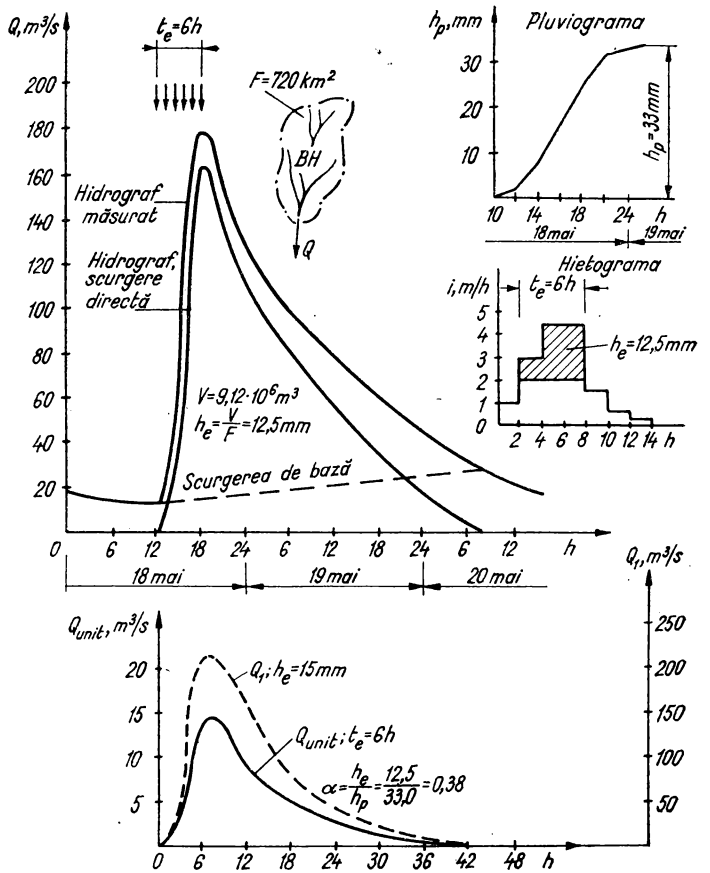


Fig. II.22. Hidrograf unitar.

în care V este volumul scurgerii directe, în l, echivalent cu aria hidrografului scurgerii directe, iar F — suprafața BH, în m²;

— pe hietogramă se separă suprafața haşurată, echivalentă cu h_e, ceea ce determină durata efectivă $t_e = 6$ h (în exemplu) a aversei hidrografului unitar;

— ordonatele hidrografului unitar Q_{unit} al scurgerii directe se obțin din:

$$Q_{unit} = \frac{Q}{h_e}, \tag{II.52}$$

iar coeficientul de scurgere din:

$$\alpha = \frac{h_e}{h_p} = \frac{12{,}5}{33{,}0} = 0{,}38 \text{ (în exemplul dat)}; \tag{II.53}$$

— hidrograful de calcul al scurgerii directe Q_1 pentru o aversă, de exemplu, cu $h_p = 40$ mm, respectiv cu înălțimea eficientă $h_e = \alpha h_p = 0{,}38 \times 40 \approx 15$ mm de aceeaşi durată efectivă $t_e = 6$ h, va rezulta din relația (II.50):

$$Q_1 = 15\ Q_{unit};$$

— la ordonatele de mai înainte se adaugă ordonatele scurgerii de bază, în general foarte mici, ajungînd astfel la hidrograful de calcul căutat;

— trecerea de la un hidrograf unitar de o anumită durată la altul de durată dublă, triplă etc. se poate efectua folosind fie media hidrografelor unitare defazate şi suprapuse, fie procedeul hidrografului în formă de S [7].

Pentru bazine hidrografice mici şi foarte mici ($F = 25\,000$ ha) nu se dispune în general de date hidrologice măsurate direct, de aceea în rare cazuri se aplică metoda hidrografului unitar în forma de mai înainte.

Metoda de calcul elaborată de I. Vladimirescu conține un *hidrograf adimensional* conform cu fig. II.23, în care:

Q este debitul scurgerii directe la timpul t;

$Q_{max} = i_e F$ — debitul de vîrf al hidrografului, realizat la timpul de concentrare t_c, care este echivalent cu durata efectivă a aversei t_e;

β — un parametru de corectare a ipotezei fenomenului liniarizat.

Pentru a se obține hidrograful scurgerii totale, hidrograful scurgerii directe este completat cu scurgerea de bază considerată ca valoare maximă o zecime din debitul de vîrf.

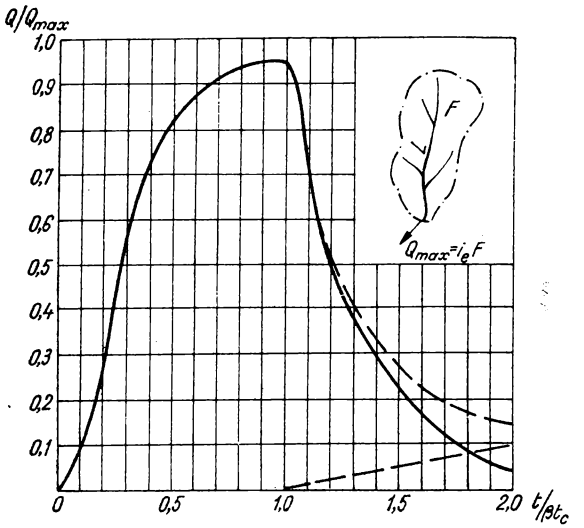


Fig. II.23. Hidrograf adimensional.

Tabelul II.11

Valorile parametrului *N* pentru soluri umectate suficient de ploi anterioare
(după Dep. Of. Agric. S.C.S., 1957, USA)

Nr. crt.	Acoperământul vegetal	Natura solului				Observații
		Foarte permeabil	Semipermeabil	Puțin permeabil	Aproape impermeabil	
		Nisip, loess	Nisipuri argiloase	Argile nisipoase	Argile, lut, marnă	
1	Țelină	15	85	90	95	Valorile mici pentru ; — culturi în rînduri dese ; — brazde adînci ; — culturi în terase
2	Cereale	60—70	70—80	80—90	80—90	
3	Legume	60	75	80—90	80—90	
4	Ierburi în asolament	40—70	60—80	75—85	80—90	
5	Pășuni	30	60	70	80	—
6	Livezi	25—45	55—65	70—75	75—85	Valorile mici pentru densitate mare
7	Păduri	25—60	50—75	60—85	60—90	

Intensitatea efectivă i_e corespunzătoare timpului de concentrare t_c pentru o frecvenţă de 1/20 ani precum şi acest timp t_c, rezultă din fig. II.24, în funcţie de lungimea L a văii, panta longitudinală J a acesteia şi de un parametru N, care caracterizează cantitativ influenţa învelişului vegetal şi gradul de permeabilitate al solului (tabelul II.11).

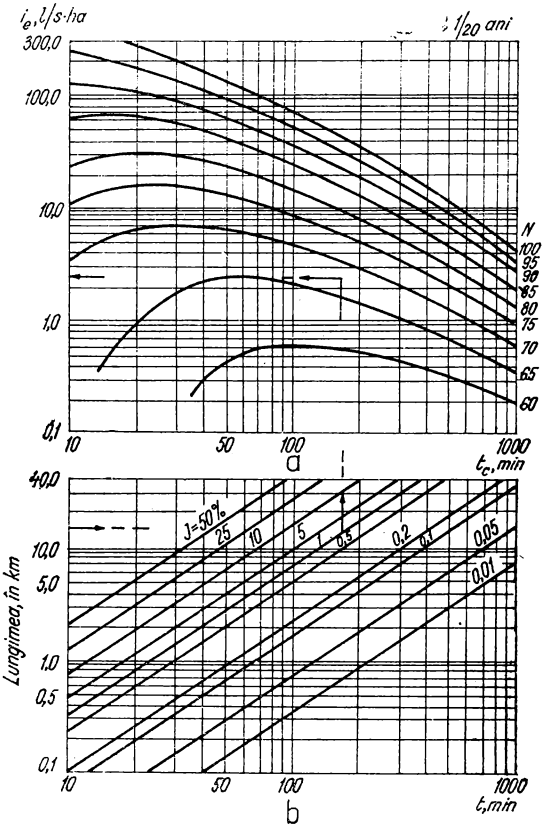


Fig. II.24. Grafice pentru calculul hidrografului adimensional.

Exemplul 10. Un bazin hidrografic cu F = 2 300 ha, are lungimea văii principale L = 14,2 Km cu panta longitudinală J = 1,0%, solul este argilo-nisipos, acoperit 70% (din F) cu cereale, 20% ierburi şi 10% păşuni. Se cere să se calculeze hidrograful scurgerii maxime, care este de aşteptat să se producă cu frecvenţa de 1/20 ani, la o aversă de vară.

Rezolvarea cuprinde următoarele faze:
— se determină parametrul N ca o medie ponderată, folosind tabelul II. 11, după următorul format de calcul:

Natura vegetației	Procente din F (p)	N	Produsul pN
Cereale	70%	70	49,0
Ierburi	20%	60	12,0
Pășuni	10%	55	5,5
		N_{med} =	66,5

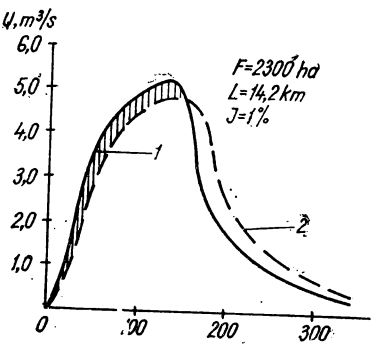


Fig. II.25. Exemplu de calcul cu hidrograf adimensional:
1 — volum acumulat în rețea; *2* — hidrograf automat.

— din fig. II. 24, *b*, pentru $L = 14{,}2$ km și $J = 10\%$ se obține $t_c = t_e = 140$ min și corespunzător parametrului $N_{med} = 66{,}5$ rezultă $i_e = 2{,}3$ l/s · ha;
— debitul de vîrf: $Q_{max} = 2{,}3 \times 2\,300 = 5\,300$ l/s = 5,30 m³/s;
— folosind hidrograful adimensional din fig. II.23 și valorile calculate t_c și Q_{max} (cu $\beta = 1$), se obțin abscisele și ordonatele hidrografului de calcul (inclusiv scurgerea de bază) în următorul format de calcul (hidrograful corespunzător este redat în fig. II.25);

t min	0	0,1 t_e = 14	0,2 t_e = 28	0,3 t_e = 42	0,4 t_e = 56	0,5 t_e = 70	etc.
Q, m³/s	0 0	0,13 Q_{max} = 0,69	0,4 Q_{max} = 2,12	0,58 Q_{max} = 3,08	0,72 Q_{max} = 3,82	0,81 Q_{max} = 4,30	etc.

— eventual se apreciază și volumul de apă înmagazinat în rețeaua hidrografică și se rectifică hidrograful în consecință (pe figură cu linie întreruptă).

6.3. EVALUAREA DEBITULUI MAXIM

Pe baza unui şir statistic de debite maxime anuale în număr suficient, calculul debitului maxim asigurat urmează procedeul indicat în Cap. 2.

În cazul în care şirul statistic este incomplet, se utilizează procedeul corelaţiei cu debitele maxime din amonte, din aval sau cu totalul precipitaţiilor căzute în bazin în perioada scurgerii maxime.

Cînd sînt cunoscute nivelurile maxime anuale se evaluează debitele maxime anuale corespunzătoare din fiecare an, pe baza formulelor hidraulice (rugozitate, pantă, raza hidraulică, secţiune etc.).

În lipsa totală a oricăror date rezultate din măsurători directe în profil, se recurge la formule empirice, care în general au domenii restrînse de valabilitate şi un mare grad de nesiguranţă.

O formulă curentă este de tipul:

$$P\%Q_{max} = AF^n \ [m^3/s], \tag{II.54}$$

în care: $P\%\ Q_{max}$ este debitul maxim anual, asigurat cu $P\%$;
F — suprafaţa BH, în km² şi $n = 0{,}4 \ldots 0{,}8$ (în medie 0,5);
A — parametru a cărui valoare se poate stabili prin interpolare din curba determinată în prealabil din valori cunoscute în alte profiluri. De exemplu, de-a lungul rîului Olt cu $n = 0{,}5$ se obţine curba ale cărei coordonate sînt:

F km²/s	916	1 433	5 608	9 085	10 816	15 326
A km²/s	6,30	6,30	5,60	8,40	10,30	20,80

Formula elaborată de fostul I.S.C.H. cuprinde şi altitudinea medie a BH, cu un parametru fizico-geografic caracteristic avînd ca expresie:

$$P\%\ Q_{max} = AH^mF^n, \tag{II.55}$$

unde: A este parametru;
H — altitudinea medie a BH, în m;
F — suprafaţa BH, în km²;
m,n — puteri cu valori diferite.

Pe baza fragmentării BH prin linii de egală durată de parcurs a curentului de apă generat de o aversă (linii izocrone), s-a formulat relaţia:

$$Q_{max} = \sum_{K=1}^{n} i_e f_K + Q_0, \tag{II.56}$$

în care: Q_{max} este debitul maxim cu asigurarea intensității efective a aversei, în m^3/s;
Q_0 — debitul de bază, în m^3/s;
$i_e = \alpha i$ — intensitatea efectivă a aversei, în $m^3/km^2 \cdot s$;
α — coeficientul de scurgere;
f_K — suprafața parțială a BH, cuprinsă între izocronele de ordinul k și $k + 1$.

Trasarea izocronelor poate fi efectuată prin aplicarea formulei timpului de concentrare t_c, care echivalează cu durata de parcurs, și anume:

$$t_c = \frac{L^{1,15}}{3\,270\ H^{0,38}} \text{ [h]}, \qquad \text{(II.57)}$$

unde L este lungimea maximă parcursă de curent, în m și H — diferența de altitudine între cele două extremități ale lungimii L. Formula conduce în general la valori mai mari de debit decît cele constatate prin măsurători (tabelul II.12).

Tabelul II.12

Debitele maxime cu asigurarea de 1% determinate de fostul I.S.C.H.

Nr. crt.	Riul	Punctul	F km²	$Q_{1\%}$ m³/s
1	2	3	4	5
1	Vișeu	Vișeul de Sus	408	410
2	Iza	Vad	1 130	660
3	Tur	Turulung	723	300
4	Sălaj	Sălbig	458	150
5	Cavnic	Copalnic	248	210
6	Firiza	Ferneziu	131	190
7	Bereteu	Sălard	1 686	240
8	Crișul Negru	Beiuș	620	450
9	Crișul Pietros	Pietroasa	156	260
10	Roșia	Pocola	264	180
11	Dezna	Sebiș	208	180
12	Mureș	Stînceni	1 492	500
13	Tîrnava Mare	Blaj	3 586	430
14	Strei	Pui	307	220
15	Rîul Mare	Lunca	234	330
16	Rîul Mare	Pădășel	328	440
17	Lăpușnicul Mare	Gura Apei	100	170
18	Bega	Făget	473	200
19	Timiș	Caransebeș	1 072	520
20	Bistra	Cireașa	425	280
21	Rîul Rece	Rusca	163	220
22	Nera	Sasca Montană	1 164	568

Tabelul II.12 (continuare)

Nr. crt.	Rîul	Punctul	F km²	$Q_1\%$ m³/s
1	2	3	4	5
23	Cerna	B. Herculane	533	790
24	Jiu	Vădeni	1 463	1 480
25	Sohodol	Stolojani	132	320
26	Gilort	Turburea	1 144	700
27	Motru	Apa Neagră	292	480
28	Cosuştea	Corcova	428	460
29	Desnăţui	Lipov	611	310
30	Vîrghiş	Vîrghiş	203	160
31	Şinca	Şercaia	349	210
32	Hîrtibaciu	Cornăţel	961	290
33	Olteţ	Nistoreşti	122	210
34	Teslui	Reşca	542	320
35	Vedea	Roşiorii de Vede	2 019	890
36	Argeş	Bănănăi	3 110	1 300
37	Argeş	Malu Spart	3 785	1 110
38	Sabar	Gura Foii	204	290
39	Ialomiţa	Băleni	946	370
40	Siret	Şerbăneşti	2 068	880
41	Siret	Lespezi	6 012	1 350
42	Siret	Lungoci	35 461	3 520
43	Suceava	Iţcani	2 341	1 170
44	Moldova	Cîmpulung	565	500
45	Moldova	Prisaca Dornei	657	550
46	Bistriţa Aurie	Dorna Giumalău	715	540
47	Trotuş	Radiana	3 948	1 540
48	Asău	Asău	198	200
49	Uz	Poiana Uz	337	274
50	Oituz	Bogdăneşti	309	240
51	Putna	Tulnici	366	340
52	Putna	Boţîrlău	2 655	880

6.4. ATENUAREA SCURGERII MAXIME ÎN ALBIE

Prin trecerea sa de la un profil A, la altul B, unda scurgerii maxime suferă modificări mai mult sau mai puţin accentuate.

În cazul trecerii de-a lungul unui sector fără afluenţi (sau neglijabili) hidrograful debitelor în aval Q_B diferă de hidrograful din amonte Q_A, datorită înmagazinării în albia rîului a unui volum de apă în faza de creştere, şi cedarea acestui volum în faza de descreştere. Acţiunea aceasta se manifestă prin următoarele consecinţe (fig. II.26);

$Q_B < Q_A$ în faza de creştere a scurgerii;

$Q_B > Q_A$ în faza de descreştere a scurgerii;

$Q_{B_{max}} < Q_{A_{max}}$ (inegalitatea debitelor de vîrf);

$V_1 = V_2$,

unde V_1 și V_2 reprezintă volumele haşurate pe figură. Fenomenul este cunoscut sub denumirea de *atenuarea scurgerii maxime.*

După importanța pe care o prezintă acest fenomen pentru o anumită problemă practică și după datele disponibile, se pot folosi pentru calcul: metoda caracteristicilor, metoda ecuației de difuzie, ca metode hidraulice și metoda Muskingum sau metoda Nash-Dooge ca metode hidrologice.

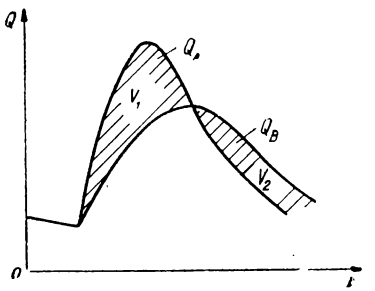


Fig. II. 26. Atenuarea scurgerii maxime.

Metoda Muskingum are la bază relația [6]:

$$V = T[RQ_A + (1 - R)Q_B], \quad \text{(II.58)}$$

în care: V este volumul de apă în albie, la timpul t, între profilurile A și B;

Q_A — debitul de apă în albie la timpul t, în profilul A;

Q_B — debitul de apă în albie la timpul t, în profilul B;

T, R sînt parametrii, determinați, pe baza a cel puțin două perechi de hidrografe corespondente și a volumelor acumulate — restituite, cunoscute prin măsurători directe.

Schema de calcul este axată pe intervale de timp Δt egale, conform cu următorul format de calcul:

t	Q_A	Q_B
0	Q_{A_0}	$Q_{A_0} = Q_{B_0}$
Δt	Q_{A_1}	$a\,Q_{A_1} + b\,Q_{A_0} + c\,Q_{B_0} = Q_{B_1}$
$2\Delta t$	Q_{A_2}	$a\,Q_{A_2} + b\,Q_{A_1} + c\,Q_{B_1} = Q_{B_2}$
.	.	. . . .
.	.	. . . .
.	.	. . . .
$i\Delta t$	Q_{A_i}	$a\,Q_{A_i} + b\,Q_{A_{i-1}} + cQ_{B_{i-1}} = Q_{B_i}$
.	.	. . .
.	.	. . .
.	.	. . .

Parametrii a, b și c se vor calcula după relațiile:

$$a + b + c = 1\,;\; a = \frac{-TR + 0{,}5\,\Delta t}{N}\,;\; b = \frac{TR + 0{,}5\Delta t}{N}\,;\; N = T - TR + 0{,}5\Delta t. \quad \text{(II.59)}$$

Exemplul 11. Debitele și timpii corespunzători hidrografului din profilul *A*, sînt înscrise în primele două coloane ale formatului de calcul care urmează, iar valorile $T = 11$ *h* și $R = 0{,}1$ (după determinări anterioare). Se cere hidrograful din profilul *B*:

t, h	Q_A m³/s	Q_B m³/s
0	0,40	= 0,40
6	1,90	0,21 × 1,90 + 0,41 × 0,40 + 0,38 × 0,40 = 0,71
12	2,60	0,21 × 2,60 + 0,41 × 1,90 + 0,38 × 0,71 = 1,60
18	2,10	0,21 × 2,10 + 0,41 × 2,60 + 0,38 × 1,60 = 2,12
24	1,20	0,21 × 1,20 + 0,41 × 2,10 + 0,38 × 2,12 = 1,91
32	1,00	0,21 × 1,00 + 0,41 × 1,20 + 0,38 × 1,91 = 1,43
36	0,50	0,21 × 0,50 + 0,41 × 1,00 + 0,38 × 1,43 = 1,05

Valorile parametrilor *a*, *b* și *c* au rezultat după cum urmează:

$$a = \frac{0{,}1 \times 11 + 0{,}5 \times 6}{11 - 11 \times 0{,}1 + 0{,}5 \times 6} = 0{,}21; \quad b = \frac{0{,}1 \times 11 + 0{,}5 \times 6}{11 - 11 \times 0{,}1 + 0{,}5 \times 6} = 0{,}41; \qquad \text{(II. 60)}$$

$$c = 1{,}00 - (0{,}21 + 0{,}41) = 0{,}38,$$

iar valoarea dată lui $\Delta t = 6$ h. Din calculul de mai înainte, rezultă că în profilul *B*, debitul maxim s-a redus la 2,15 m³/s față de acela din profilul *A*, care este de 2,60 m³/s.

6.5. VALOAREA SCURGERII MINIME (SCURGEREA DE BAZĂ)

Scurgerea minimă provine din afluxul acviferelor freatice intersectate de rețeaua hidrografică aferentă *BH* și poate fi evaluat în raport cu timpul, prin separare pe hidro-

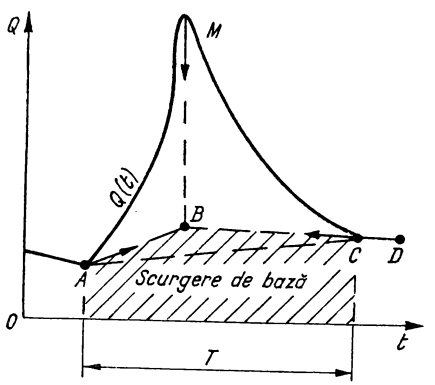


Fig. II.27. Separarea scurgerii de bază.

graful debitelor. Un procedeu uzitat de separare este schematizat în fig. II.27, prin linia *ABCD* (punctul *B* fiind intersecția verticalei din *M* cu prelungirea dreptei *CD*). Suprafața haşurată reprezintă valoarea volumului de apă al scurgerii de bază pentru durata *T*.

Volumele anuale ($T = 1$ an) şi debitele medii anuale ale scurgerii de bază pot forma un şir statistic cu ajutorul căruia prin calcul de probabilitate, se determină valorile de asigurări diferite (în general de nedepăşire).

Volumele, respectiv debitele medii, pot fi puse în corelaţie cu factori convenabili aleşi, astfel încît să se obţină completări ale şirului statistic, dacă este necesar.

Debitul minim al scurgerii de bază este reprezentat grafic, prin cea mai mică ordonată a hidrografului scurgerii de bază pe o anumită perioadă de timp T. Cînd $T = 1$ an, debitul minim este un *debit minim anual*. Debitul minim anual asigurat va rezulta din calculul probabilităţilor pentru asigurări de nedepăşire.

În tabelul II.13 se prezintă cîteva valori ale debitului minim asigurat, pentru bazine hidrografice de diferite suprafeţe (după publicaţiile fostului I.S.C.H.), calculate în general — pe baza unor şiruri statistice de debite minime, măsurate nemijlocit (exprimate în asigurări de depăşire).

Tabelul II.13

Valorile debitului minim asigurat pentru bazine hidrografice de diferite suprafeţe

Nr. crt.	Riul	Postul	Suprafaţa *BH* km²	Debite medii lunare minime, m³/s; iarna XII–III			
				$P=80\%$	$P=90\%$	$P=95\%$	$P=97\%$
1	Vişeu	Poiana Borşa	122	0,85	0,72	0,62	0,56
2	Iza	Vad	1 130	2,00	1,00	0,60	0,40
3	Timiş	Caransebeş	1 072	3,62	2,52	1,89	1,58
4	Cerna (Dunăre)	Coramnic	—	8,42	6,40	4,84	3,12
5	Olt	Sîncrieni	916	0,52	0,34	0,23	0,18
6	Olt	Sebeş-Olt	10 816	18,30	14,70	11,90	10,40
7	Olt	Slatina	—	40,20	33,00	27,70	24,00

7. FORMAŢII HIDROLOGICE FREATICE

Sînt rezervoare de apă subterane, de mică adîncime, alimentate prin infiltraţie şi percolaţie a o parte din precipitaţiile anuale şi eventual din formaţiunile hidrologice de suprafaţă aflate în contact ; alimentarea este mai activă în anotimpul umed şi de topire a zăpezilor. Scurgerea subterană formează alimentarea de bază, prin interceptarea formaţiilor freatice de către reţeaua hidrografică (fig. II.28).

Scurgerea (debitul) captată este în funcţie de lungimea şi de adîncimea frontului captat de reţea şi de coeficientul de permeabilitate mediu al formaţiei geologice, în care cantonează apa.

În afară de metoda hidrologică de calcul prin separarea pe hidrograf (v. 6.5) se mai menţionează metoda hidraulică prin măsurarea coeficientului de permeabilitate şi secţiunea frontului, metodă indicată pentru lungimi mici de front.

Apele freatice din cordoanele litorale cuprind două straturi de apă, unul superior de apă dulce şi altul de bază cu apă sărată (fig. II.29).

În ipoteza unor formații permeabile omogene și izotrope, linia de separație a celor două straturi de apă se calculează cu formula:

$$-Z = \frac{\rho_s}{\rho_s - \rho_\alpha} \Delta h_s - \frac{\rho_d}{\rho_s - \rho_\alpha} \Delta h \quad [\text{m}], \qquad \text{(II.61)}$$

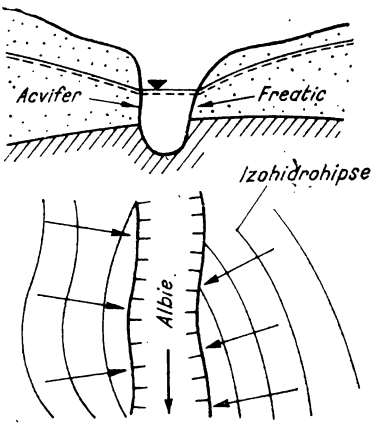


Fig. II. 28. Interceptarea formațiilor freatice de către rețeaua hidrografică.

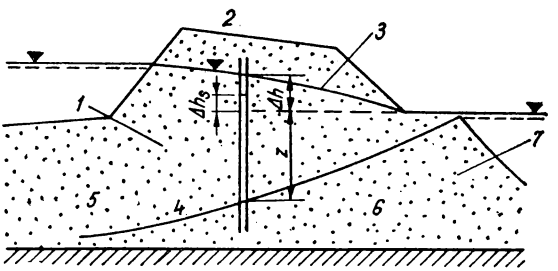


Fig. II.29. Apa freatică în cordoane litorale:
1 — lac dulce; *2* — cordon litoral; *3* — linia suprafeței libere; *4* — linia de separație; *5* — apă dulce; *6* — apă sărată; *7* — mare.

în care: Z este adîncimea liniei de separație (sub nivelul mării), în m;
ρ_s — greutatea specifică a apei sărate (1 025 kgf/m³);
ρ_d — greutatea specifică a apei dulci (1 000 kgf/m³);

Δh_s este înălțimea piezometrică (de sub nivelul mării) a stratului freatic sărat (în multe cazuri $\Delta h_s = 0$), în m;
Δh — ordonata liniei suprafeței libere a stratului de apă dulce, deasupra nivelului mării, în m.

8. TRANSPORTUL DE ALUVIUNI

8.1. STRUCTURA ALUVIUNILOR

Particulele de rocă ajunse în albiile rîurilor, cunoscute sub denumirea de aluviuni, au diferite forme și mărimi, care echivalate cu particule sferice de diametru d se clasează în:

Coloizi	$d < 0{,}5\ \mu$;
Argile	$0{,}5\ \mu < d < 5\ \mu$;
Prafuri (Silt)	$5\ \mu < d < 64\ \mu$;
Nisipuri	$64\ \mu < d < 2$ mm;
Pietrișuri	$d > 2$ mm.

Cele mai mici sînt *aluviuni în suspensie* repartizate în toată masa curentului de apă; celelalte mai mari (nisipuri, pietrișuri) se situează la partea inferioară a curentului, formînd *aluviunile de contact sau de fund*. Ambele se mișcă sub acțiunea curentului în salturi, conform condițiilor sale proprii.

Mărimea particulelor aflate în probele de aluviuni se determină prin procedee hidraulice și geotehnice și se prelucrează sub formă de curbe granulometrice, în care apar: diametrul mediu, diametrul pînă la care particulele reprezintă 35% din greutatea totală, respectiv 45%, respectiv 65%.

8.2. DEBITUL SOLID AL ALUVIUNILOR ÎN SUSPENSIE

Acest debit este cantitatea de aluviuni în volum sau în greutate, care trece printr-un profil transversal al albiei, în timpul unei perioade (secundă, zi, lună, an).

Factorul caracteristic al debitului solid corespunzător aluviunilor în suspensie este *tulbureala* sau *concentrația*, pe cînd la aluviunile de fund, factorul caracteristic este diametrul particulei. Procedeele de evaluare a debitului solid în suspensie sînt directe (măsurători prin batometre) și indirecte prin formule bazate pe experimentări și teorie.

Schema de calcul este ilustrată în fig. II.30,

în care: ρ este concentrația punctuală, în g/m³ apă;
v — viteza punctuală pe verticală, în m/s;
A — adîncimea verticală, în m;
B — lățimea oglinzii apei, în m;

$$g_s = \int_0^A v\rho dy$$ — debitul solid corespunzător verticalei în g/m·s;

$$q_s = \int_0^B g_s\, db$$ — debitul solid corespunzător profilului în g/s.

Repartiția valorilor v și ρ se desenează pentru un număr convenabil de verticale A, în raport cu importanța și forma profilului.

Debitul solid total (în timpul T) corespunzător hidrografului de debite lichide $Q(t)$ este echivalent cu aria hidrografului $q_s(t)$ exprimată prin relația:

$$Q_s = \frac{1}{10^6}\int_0^T q_s(t)dt \quad [t]. \tag{II.62}$$

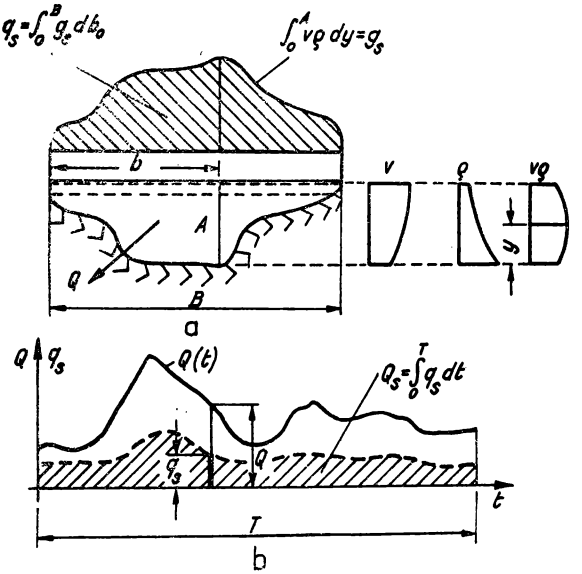


Fig. II. 30. Calculul debitului solid în suspensie.

Construcția hidrografului $q_s(t)$ implică în prealabil determinări ale valorilor q_s pentru diverse debite lichide de-a lungul timpului T.

Pe considerente hidraulice, concentrația punctuală în y, rezultă după formula:

$$\rho_y = \rho_a \left[\frac{a(A-y)}{y(A-a)}\right]^Z ; \quad y>0, \tag{II.63}$$

în care: ρ_y este concentrația în punctul de la distanța y de fundul albiei;

ρ_a — concentrația cunoscută la o distanță a de fund;

Z — exponent (recomandabil să fie determinat experimental).

Se recomandă măsurarea directă a concentrațiilor prin prelevare de probe de apă. Pentru rîurile din Republica Socialistă România concentrația variază între limite destul

de largi; uneori există posibilitatea de a se stabili, pentru același profil, o corelație între debitele lichide și concentrațiile medii corespunzătoare. În epoca de ape mici, concentrația poate scădea la unele râuri până la 10 g/m³, în timp ce la ape mari, la alte râuri, atinge chiar 8 000 g/m³.

Ca urmare a variației concentrației și a debitului lichid, debitul solid în suspensie q_s este și el variabil de la un profil la altul, de la un râu la altul (tabelul II.14).

Tabelul II.14

Unele valori ale debitului solid în suspensie din rețeaua hidrografică a râului Olt
(după fostul I.S.C.H.)

Nr. crt.	Râul	Postul	F km²	H_{med}[1] m	I_{baz}[2] m/km	$q_{s\cdot med}$[3] m³/s	q_{med}[4] kg/s	ρ_{med} g/m³	ρ'_{med} t/ha·an
1	Olt	Micfalău	1 433	896	156	8,40	1,07	130	0,24
2	Cașin	Ruseni	476	830	174	1,94	0,62	320	0,41
3	Covasna	Boroșneu	228	760	170	1,34	0,58	430	0,80
4	Valea Negară	Reci	1 646	760	143	6,58	1,84	280	0,35
5	Olt	Feldioara	5 608	811	157	35,00	9,46	270	0,53
6	Olt	Făgăraș	9 085	731	146	54,10	13,30	250	0,46
7	Cibin	Sibiu	506	943	219	4,46	1,08	240	0,67
8	Olt	Sebeș Olt	10 816	740	146	75,50	18,40	245	0,54
9	Hîrtibaciu	Cornățel	961	512	83	2,87	1,31	460	0,43
10	Cibin	Tîlmaciu	2 232	714	147	14,30	3,20	225	0,45
11	Lotru	Voineasa	340	1 560	292	6,81	0,35	50	0,32
12	Lotru	Gura Latoriței	468	1 470	285	9,34	0,38	41	0,26
13	Latorița	Grebla	200	1 538	265	5,63	0,20	35	0,31
14	Olt	Râmnicul Vîlcea	15 336	788	170	126,00	35,80	285	0,73
15	Olt	Slatina	18 842	735	161	153,00	177,00	1 160	2,96
16	Olteț	Nistorești	122	1 403	231	2,76	0,42	152	1,08
17	Olteț	Oteteliș	715	522	140	5,65	18,80	3 320	8,30
18	Olteț	Balș	2 131	414	97	14,30	67,10	4 700	9,95

[1]) H_{med} — altitudinea medie a bazinului hidrograf.
[2]) I_{baz} — panta medie a bazinului hidrograf.
[3]) $q_{s\,med}$ — debitul solid specific (în volume).
[4]) q_{med} — debitul solid total (în greutate).

8.3. DEBITUL SOLID DE FUND

Transportul de aluviuni de fund, de către curentul apei, începe din momentul în care acesta atinge fie o forță de antrenare critică, fie o viteză critică, fie un debit critic, valori variabile după mărimea granulelor.

În starea de mișcare a aluviunilor, debitul solid specific într-un profil se calculează cu formula:

$$g_f = \frac{100\ p}{bt} \quad [g/m \cdot s], \tag{II.64}$$

în care: p este greutatea granulelor recoltate cu ajutorul batometrului, în g;
b — lățimea batometrului, în m;
t — timpul cît a durat recoltarea, în s.

Considerînd pe întreg profilul transversal măsurătorile directe $g_{1f}, g_{2f} \ldots g_{if} \ldots g_{nf}$, debitul solid de fund este:

$$q_f = \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{2} [g_{if} + g(i+1)] l_i \quad [g/s], \tag{II.65}$$

unde l_i este distanța în m, între punctele unde s-au măsurat g_i.

În mod analog se calculează debitele solide în profilul ales și pentru alte stări ale curentului de-a lungul unei perioade T, de unde se poate evalua cantitatea Q_f a materialului tîrît pe fund în perioada T (v. calculul debitului solid în suspensie).

Pe cale indirectă, debitul solid de fund se evaluează prin o serie de formule hidraulice.

Formula Du Boys:

$$g_f = c\tau(\tau - \tau_{crt}) \quad [m^3/m \cdot s], \tag{II.66}$$

în care: $\tau = \gamma AJ$ este forța de antrenare a curentului;
γ — 1 000 kgf/m³;
A — adîncimea, în m;
J — panta longitudinală a curentului;
c, τ_{crt} din tabelul II.15.

Tabelul II.15

Valorile lui τ_{crt} și c în funcție de diametrul mediu al parametrilor d

τ și c	1/8	1/4	1/2	1	2	4
τ_{crt}, în kgf/m²	0,0780	0,0830	0,1080	0,15600	0,25000	0,44000
c, în m⁶/kg²	0,0032	0,0019	0,0011	0,00067	0,00039	0,00023

Exemplul II.12. $\tau = 2{,}3$ kgf/m²; $d = 1$ mm; $\tau_{crt} = 0{,}156$; $c = 0{,}00067$: $g_f = 0{,}00067 \times 2{,}3(2{,}3 - 0{,}156) = 0{,}0032$ m³/m·s.

Formula I. J. Levi (în funcție de viteza curentului și viteza critică):

$$g_f = \frac{d}{K}(u - u_{crt}). \tag{II.67}$$

Formula Schoklitsch (în funcție de debitul lichid critic):

$$g_f = 2\,500\ J^{3/2}(q - q_{crt})\ [\text{kg/m}\cdot\text{s}]; \tag{II.68}$$

$$q_{crt} = 0{,}6\ \frac{d_{45}^{3/2}}{J^{7/6}}\ [\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}], \tag{II.69}$$

în care: d_{45} este diametrul aluviunilor de fund în procent de 45, în mm;
q — debitul lichid pe metru de lățime profil, în $\text{m}^3/\text{s}\cdot\text{m}$.

Pentru utilizarea unor formule mai complexe (Meyer - Peter, Velikanov, H. Einstein etc.) a se consulta și [11].

9. ALUVIONAREA LACURILOR DE ACUMULARE

Prin barajele lacurilor de acumulare, regimul natural al aluviunilor, în regiunea respectivă, este puternic modificat. Aceste modificări au drept rezultat o împotmolire parțială (eventual totală) a lacurilor de acumulare și erodări ale albiei rîului în aval de baraj (fig. II.31).

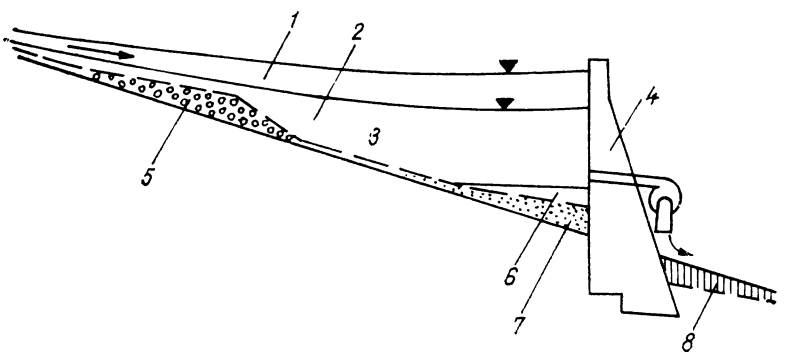


Fig. II.31. Împotmolirea lacurilor de acumulare:
1 — volum pentru ape mari; *2* — idem de exploatare; *3* — lac de acumulare; *4* — baraj; *5* — depuneri de aluviuni de fund; *6* — volum mort; *7* — depuneri de suspensie; *8* — eroziune.

Depunerile de materiale pămîntoase provin din debitele solide (de fund și suspensie) din amonte de lac, cît și din antrenările de particule din versanții limitrofi lacului.

Debitul solid de fund se depune integral în lac pe un sector din amonte a cărui mărime depinde de pantele longitudinale ale remuului, pe cînd debitul solid în suspensie se

acumulează în spațiul de lîngă baraj (în volumul mort), cît și pe restul suprafeței cuvetei lacului. Materialul depus are diferite grade de compactare, în funcție de perioada de timp care a trecut de la așezarea lui pe fund.

În aval de baraj, eroziunile se produc datorită energiei sporite a curentului de apă.

Un calcul al împotmolirilor, care sînt de așteptat, are valoare informativă și poate fi făcut pe baza a cîtorva metode.

Aprecierea depunerilor rezultate din debitul solid de fund are la bază considerația, că pe măsură ce panta longitudinală a liniei remuului scade, cu atît puterea de transport a curentului se micșorează, și, în consecință, conduce mai departe o cantitate mai mică de materiale (v. formula Schoklitsch). Diferența dintre capacitatea de transport a debitului solid din amonte și cea din aval provoacă depunerile pe sectorul dintre cele două secțiuni în care s-au calculat debitele solide.

Eroziune din aval de baraj rezultă din considerația că în perioada inițială a funcționării descărcătoarelor barajului, pantele suprafeței libere (respectiv capacitatea de transport) a curentului din aval, sînt mai mari decît cele existente înainte de construcția barajului.

Prin aluvionare, pierderea de volume de apă din lac se ridică, în cazuri normale, între 1 și 10%, și în cazuri excepționale pînă la 50% de-a lungul unei perioade de exploatare de la 20 pînă la 30 ani.

10. MĂSURĂTORI HIDROGRAFICE (NIVELURI, ADÎNCIMI, DEBITE)

10.1. REȚEAUA HIDROMETRICĂ

Volumul de date referitoare la niveluri, debite solide și lichide și caracteristicile fizico - chimice ale apelor etc. necesare calculării regimului hidrologic, se obțin prin măsurători directe efectuate la un număr de posturi așezate în mod convenabil, după caz, pe ramificațiile cursurilor de apă, în spațiul apelor subterane (freatice) și al lacurilor.

Se dispune în prezent de o rețea de posturi administrate de Ministerul Agriculturii și Silviculturii și de un număr de rețele cu caracter departamental (Energia electrică, Navigația Civilă, Căile Ferate Române, Îmbunătățirile funciare etc.).

Rezultatele măsurătorilor se publică în parte de către Ministerul Agriculturii și Silviculturii sub formă de anuare hidrografice și în alte publicații ale acestei organizații.

10.2. HIDROMETRIA NIVELURILOR

Măsurătoarea nivelurilor apelor de suprafață și subterane se efectuează prin aparate și instalații adecvate, în funcție de importanța posturilor hidrometrice. Nivelul apei ca mărime este porțiunea de verticală H cuprinsă între suprafața liberă a apei și un plan orizontal de referință (fig. II.32).

Nivelul apelor de suprafață se măsoară în modul cel mai simplu cu mire hidrometrice (plăci metalice gradate din 2 în 2 cm) montate pe suporți capabili să mențină neschimbată poziția mirei.

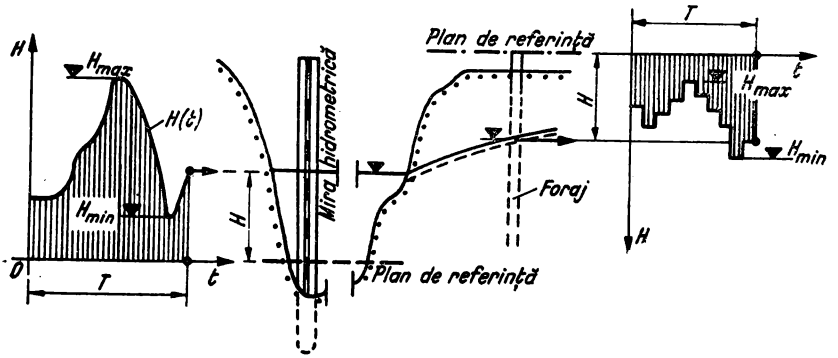


Fig. II.32. Nivelul apelor.

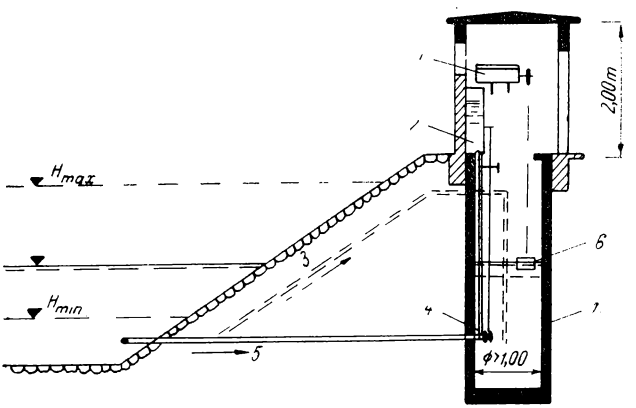


Fig. II. 33. Schema de așezarea a unui limnigraf pe malul unui rîu :

1 — limnigraf; *2* — rezervor de spălare; *3* — conductă sifon (alternativă); *4* — vană de spălare; *5* — conductă de alimentare; *6* — plutitor; *7* — puț de beton.

Înregistrarea automată a hidrografelor nivelurilor se obține prin *limnigrafe*, aparate prevăzute cu plutitori și mecanisme de orologerie (fig. II.33).

În locuri puţin accesibile se instalează aparate speciale de teletransmitere a nivelurilor înregistrate.

Nivelul apelor subterane se măsoară cu sonde introduse în interiorul unui foraj de diametru mic, sau cu limnigrafe montate la gura superioară a forajului. În general, variaţia nivelului subteran este relativ lentă, de aceea hidrograful nivelurilor se reprezintă sub forma unei diagrame în scară.

Hidrografele de nivel anuale (T = 1 an) scot în evidenţă (fig. II.33) o valoare maximă a nivelului H_{max} şi una minimă H_{min}. Dacă albia rămîne neschimbată ca profil, nivelurile caracteristice de mai înainte pe un număr de ani, pot constitui şiruri statistice pentru calcularea nivelurilor de asigurare dată.

Datele obţinute prin măsurători mai pot fi prelucrate sub forma unor diagrame de durată (nivelurile se aşază în ordine descrescătoare) sau diagrame de frecvenţă pentru trepte de egală valoare.

10.3. HIDROMETRIA ADÎNCIMILOR

Adîncimile albiei unui curs de ape (sau a unui lac) faţă de un nivel convenţional de apă, în mod normal nivelul cel mai scăzut, pe o perioadă îndelungată de ani, cotat cu zero, se reprezintă prin curbe batimetrice (fig. II.34).

Pentru obiectivele hidrologiei, interesează în mod special forma profilului transversal în secţiunea de măsurare a nivelurilor, debitelor etc.; profilul trebuie să fie normal pe direcţia curentului şi în cadrul unui sector rectiliniu de curs. Următoarele date dau o indicaţie

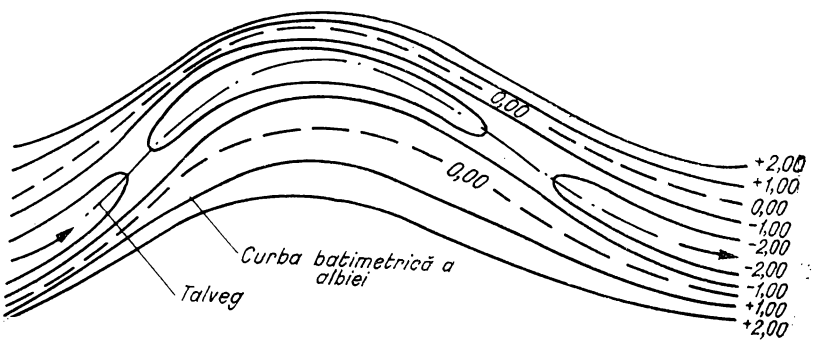


Fig. II.34. Curbe batimetrice.

asupra distanţelor între verticalele profilului, în care se măsoară adîncimile, în funcţie de lăţimea totală a profilului:

Lăţimea profilului, în m	10	20	50	200	500
Distanţa între verticale, în m	0,50	1,00	2,00	5,00	20,00

Utilajul şi aparatele de măsurat adîncimile trebuie să fie corespunzătoare adîncimilor şi lăţimii profilului. Se folosesc sonde manuale, cabluri cu troliu, sonde acustice etc. care se manevrează de pe punţi, pontoane, şalupe etc.

10.4. HIDROMETRIA DEBITELOR DE APĂ

Există o categorie de procedee adecvate cursurilor de apă naturale şi canalelor de mari dimensiuni, şi o altă categorie de procedee pentru canale mici şi conducte. La acestea din urmă, caracterizate prin profiluri regulate şi prin transport de aluviuni tîrîte de minimă importanţă, măsurarea debitelor se bazează pe formule hidraulice, în care scop se construiesc deversoare, stăvilare, canale Parshall, tuburi Venturi (la staţii de pompare etc.).

La cursurile de apă naturale procedeul cel mai uzitat constă în măsurarea vitezelor curentului cu ajutorul *moriştilor hidrometrice* (fig. II.35) şi măsurarea secţiunii profilului transversal.

Aceste aparate înregistrează, în unitatea de timp, numărul de rotaţii ale unei elice produse de presiunea apei în mişcare. Trecerea de la turaţia elicei, la viteza curentului se efectuează printr-o relaţie liniară de forma :

$$v = a + bn,$$

în care : v este viteza punctuală ;
n — numărul de rotaţii în unitatea de timp ;
a, b — parametrii în funcţie de construcţia mecanică a aparatului şi a căror valoare este indicată de firma constructoare o dată cu livrarea aparatului.

Înregistrarea numărului de turaţii se obţine în funcţie de gradul de perfecţionare a moriştei, prin semnale luminoase, acustice, înregistrări de impulsuri electrice prin frecvenţmetru etc.

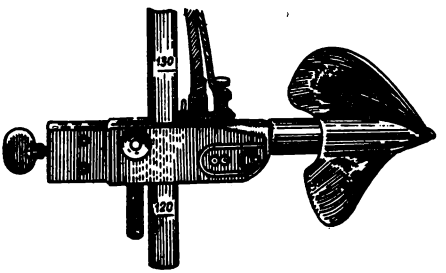


Fig. II.35. Morişcă hidrometrică.

Lansarea aparatului în punctul de măsurat se realizează prin tije metalice sau prin cabluri cu trolii, aşezate pe ambarcaţiuni poduri, funiculare etc. corespunzătoare cu mărimea şi adîncimea profilului în care se efectuează măsurătorile.

Înscrierea datelor obţinute prin măsurători (numărul verticalei, distanţa, numărul şi adîncimea punctului, turaţia, viteza punctuală etc.), se trece în carnete cu formate adecvate.

Determinarea debitului se face de obicei, pe cale grafo-analitică (fig. II.36).

Debitele acviferelor freatice. Se folosesc metode hidraulice prin determinarea directă sau indirectă a vitezelor, respectiv a elementelor formulei Darcy ($v = Ki$) şi a secţiunii de scurgere (a se vedea metodele geotehnice de determinare a coeficientului de permeabilitate).

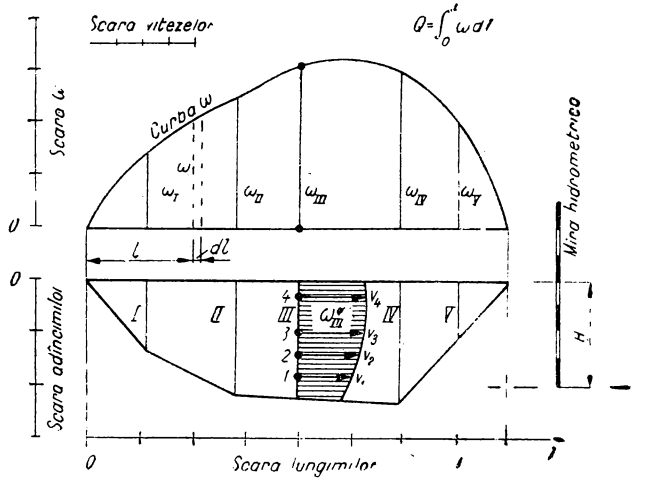


Fig. II.36. Epura debitului lichid.

Ca metodă hidrologică se poate vedea procedeul de separare pe hidrograful debitelor (scurgerea de bază, v. Cap. 6).

11. CURBA (CHEIA) DEBITELOR

Aceasta este o legătură analitică sau grafică stabilită pe baza măsurătorilor directe ale nivelurilor şi ale debitelor respective din acelaşi profil al albiei. Ea constituie un elaborat hidrologic de importanţă majoră în rezolvarea problemelor hidrotehnice.

O soluţie univocă se obţine pentru această curbă numai pentru profiluri cu patul fix (neerodabil şi fără suprainălţări prin depuneri de aluviuni).

În cazul profilurilor stabile şi geometric regulate (dreptunghi, trapez, parabolă) expresia analitică are forma :

$$Q = D(H + h)^m,$$

în care D, h şi m sînt parametrii care rezultă din valorile măsurătorilor directe, respectiv (Q_i, H_i) cu $i = 1 \ldots n$ [1].

Pentru profiluri neregulate ca formă, dar stabile, curba debitelor se trasează grafic cît mai apropiat de punctele (Q_i, H_i).

La cursurile de apă cu modificări sensibile în forma profilului în timp, este necesar să se stabilească curbe de debit pentru diferite stări ale profilului (fig. II.37).

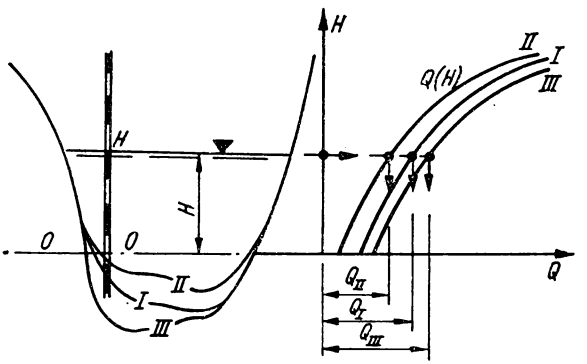


Fig. II.37. Cheia debitelor.

Modificarea profilului se referă şi în cazul podului de gheaţă, care dă loc la rugozităţi suplimentare şi deci la debite mai mici decît în cazul suprafeţei libere, pentru acelaşi nivel de apă.

BIBLIOGRAFIE

Secţiunea II – Hidrologie

1. Vladimirescu, I. *Curs de hidrologie*, Bucureşti, Institutul de Construcţii, 1962.
2. Keller, R. Gewässer und Wasserhaushalt des Festlandes, 1962.
3. Ven Te Chow. *Journal of the Hidraulics Division*, vol. 88, March, 1962.
4. Academia Republicii Socialiste România — *Monografia geografică*, Bucureşti, 1960.
5. Mateescu, C. *Studiul viiturilor în bazinul hidrografic al rîului Argeş*. Manuscris, 1942.
6. Linsley-Kohler-Paulhus. Hydrology for Engineers. New York, Mc Graw Hill, 1958.
7. Remenieras, G. L'hydrologie de l'ingenieur Paris, Eyrolles, 1960.
8. Donciu C. *Contribuţie la studiul evapotranspiraţiei potenţiale în Republica Socialistă Română*. În: Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia, Bucureşti, sept., 1965.
9. Lăzărescu, D. *Caracterizarea hidrologică a anului 1966*. În: Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia, Bucureşti, iul., 1967.
10. Intern. Assoc. Sc. *Hydrology*. Pub. 45, vol. 3, 1957.
11. Institutul de Studii şi Construcţii Hidrotehnice. *Studii de Hidrologie*, 1964.
12. Mateescu, C. *Hidraulica*. Bucureşti, Editura Didactică şi Pedagogică, 1963.
13. Schoklitsch A. Handbuch des Wasserbaues, Viena Springer, 1950.
14. Ujvari, *I.* Hidrografia Republicii Populare Române, Bucureşti, 1959.
15. Comitetul de Stat al Apelor. *Instrucţiuni tehnice pentru calculul debitelor maxime de apă*. Bucureşti, 1963.
16. Mustaţă, L. *Cu privire la debitele maxime din ploi pe rîurile din Republica Populară Română* În: Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia, Bucureşti, martie, 1964.

METEOROLOGIE

1. ELEMENTE DE METEOROLOGIE

Fenomenele atmosferice sînt interdependente cu cele hidrosferice şi intervin pregnant în manifestările acestora din urmă, mai ales în ceea ce priveşte hidrologia uscatului. Existenţa şi manifestările apelor continentale de suprafaţă depind de evoluţia fenomenelor meteorologice.

Precipitaţiile sînt studiate în detaliu de meteorologie, iar apa ajunsă pe pămînt de hidrologie. Pentru înţelegerea proceselor hidrologice este necesar să se cunoască, chiar în linii largi, fenomenele meteorologice. Le schiţăm în cele ce urmează :

1.1. ATMOSFERA

1.1.1. **Definiţie. Grosime.** Pătura gazoasă care înconjoară Pămîntul este numită *atmosferă*, iar complexul gazos ce compune atmosfera este numit *aer*. Nu este posibil a se delimita exact grosimea atmosferei întrucît aerul se rarefiază din ce în ce cu altitudinea sub efectul legilor de hidrostatică şi de compresiune. Teoretic, înălţimea atmosferei se apreciază a fi limita la care forţa de gravitaţie şi forţa centrifugă, determinată de rotaţia Pămîntului care acţionează asupra moleculelor de gaz din aer se echilibrează. După calculele efectuate, înălţimea maximă posibilă a atmosferei ar fi de 2 500 km. Din masa atmosferei, 9/10 se află sub 16 km înălţime şi că dacă am reprezenta Pămîntul printr-o sferă cu raza de 1 metru, grosimea atmosferei ar fi de 1,50 mm.

Din punct de vedere practic — meteorologic, pe considerentul că aproape toate fenomenele atmosferice se produc sub altitudinea de 1 000 km, se consideră ca limită superioară a atmosferei altitudinea de 800 km. Trecerea de la atmosferă la spaţiul interplanetar se face lent, fără un strat delimitant.

Liberul parcurs între moleculele de gaz se măreşte considerabil cu altitudinea, de exemplu la 150 km altitudine, acest liber parcurs este de 18 m, iar la 200 km, de 300 m.

1.1.2. **Compoziția aerului atmosferic.** Aceasta este aproape constantă (cu excepția unor impurități care variază continuu) pînă la circa 70 — 80 km înălțime și proporția constituenților este următoarea: azot 78,09%, oxigen 20,95%, argon 0,93%, bioxid de carbon 0,03%, neon 0,001 8%, hidrogen 0,000 5%, heliu 0,000 3%, kripton 0,000 1%, xenon 0,000 008%, ozon = 0,000001% radon 0,000 000 000 000 000 006%, precum și proporții infime de metan, pulberi, microorganisme, vapori de apă și unele impurități legate de activitatea urbană și industrială. Această pătură din atmosferă, groasă de 70 — 80 km (începînd de la suprafața solului) este *homosfera*, iar la altitudini mai mari se găsește *heterosfera*, în componența căreia începe să crească conținutul gazelor ușoare; în jur de 800 km altitudine procentajul hidrogenului și heliului crește considerabil. Diferențierea chimică din aceste pături înalte ale atmosferei este determinată atît de fotodisociere cît și de separare prin difuzie.

Din punct de vedere hidrologic, de mare importanță sînt vaporii de apă care pot exista în aer în conținut variind de la miimi de procent pînă la 4%.

1.1.3. **Structura atmosferei.** Pe baza ultimelor cercetări (1966) atmosfera are următoarea *stratificare termică*:

Troposfera, partea inferioară a atmosferei, de la sol pînă la înălțimea de 9 km deasupra polilor și pînă la 16 — 17 km în zona ecuatorului; în troposferă temperatura descrește destul de regulat cu înălțimea.

Stratosfera, pătura de aer situată deasupra troposferei, pînă în jurul altitudinii de 50 km; în stratosferă temperatura crește cu altitudinea.

Mezosfera, regiunea din atmosferă situată deasupra stratosferei pînă la 80 km, în interiorul căreia temperatura scade cu altitudinea.

Termosfera, pătura de deasupra mezosferei în care temperatura crește cu altitudinea.

Aceste patru anvelope aeriene sînt separate între ele prin pături înguste de aer în interiorul cărora gradientul termic vertical este foarte mic.

În afară de aceste pături, caracterizate prin variațiile factorului termic, atmosfera a mai fost divizată în:

— n e u t r o s f e r ă, stratul de la sol pînă la 70 km altitudine, în care concentrația electronică este practic neglijabilă;

— i o n o s f e r a, pătura dintre 70 și 500 km altitudine, formată din ioni și electroni liberi, în cantități suficiente pentru a reflecta undele electromagnetice;

— e x o s f e r a, partea din atmosferă situată mai sus de 500 km, din care gazele cele mai ușoare scapă în spațiul interplanetar.

Atmosfera nu este antrenată în totalitatea ei de mișcarea de rotație terestră, ci are mișcări proprii care se pot constata în raport cu suprafața pămîntului, considerată fixă. Modificările continue ale bilanțului termic, în diferitele părți ale globului, constituie cauza permanentă a perturbațiilor mișcărilor atmosferice.

1.2. PRESIUNEA ATMOSFERICĂ

1.2.1. **Definiție. Mijloace și unități de măsură.** Presiunea exercitată de atmosferă în virtutea greutății sale, este numeric egală cu greutatea unei coloane verticale de aer avînd suprafața bazei de 1 cm^2, iar ca înălțime, grosimea integrală a păturii de aer. Măsurarea presiunii atmosferice se face cu ajutorul barometrelor (cu mercur, aneroid, barograf). Unitățile utilizate pentru măsurarea presiunii aerului sînt: milimetrul de mercur sau *torul*; *inches* (unei coloane de Hg de 760 mm îi corespund 29,92 inches) și

milibarul (mbar) egal cu 1 000 dyn. Corespondența dintre mmHg și mbar este următoarea : 1 mmHg = 1,33 mbar sau 4/3 mbar ; 1 mbar = 0,75 mmHg sau 3/4 mmHg.

1.2.2. **Variațiile presiunii atmosferice.** Presiunea aerului este aproximativ constantă la suprafața globului terestru, oscilînd în jur de 1 000 mbar. Maximum absolut de presiune (redus la nivelul mării) s-a înregistrat în Siberia cu 1 078 mbar, iar minimum absolut a fost de 887 mbar, semnalat în Filipine. Deși variațiile presiunii sînt mici, ele au mare importanță deoarece există o strînsă legătură între mișcările aerului și repartiția presiunii. Variațiile presiunii sînt periodice și neperiodice :

Variațiile periodice sau regulate sînt :

— *variația diurnă*, caracterizată (în țara noastră) prin două creșteri, între orele 04 — 10 și 16 — 22 și două scăderi între orele 10 — 16 și 22 — 04, în decurs de 24 h ;

— *variația anuală*, care constă în creșterea presiunii în anotimpul rece al anului și scăderea ei în anotimpul cald. *Variația presiunii cu altitudinea* este permanentă și se caracterizează prin scăderea logaritmică a presiunii cu creșterea altitudinii. În medie, presiunea aerului la nivelul mării este de 1 000 mbar, la 1 500 m altitudine de 850 mbar, la 3000 m de 700 mbar, la 5 500 m de 500 mbar, la 12 000 m de 200 mbar, iar la 16 000 m de 100 mbar. Aproximativ presiunea este divizată cu 10 de fiecare dată cînd altitudinea crește cu 16 km.

Variațiile neperiodice ale presiunii atmosferice se datoresc deplasării în spațiu a uriașelor vîrtejuri de aer, ce reprezintă porțiuni din atmosferă, numite *anticicloni sau maxime barice*, cînd presiunea în interiorul lor este ridicată în raport cu zonele periferice și *cicloni sau depresiuni barice*, cînd presiunea în interiorul lor este coborîtă, precum și faptul că masele de aer, care alcătuiesc fie anticicloni fie cicloni au densități, temperaturi și stări higrometrice deosebite.

1.2.3. **Rolul presiunii atmosferice în hidrologie.** Formarea zonelor ciclonice și anticiclonice joacă rol important în regimul hidrologic și în aspectul hidrografic terestru. Regiunile dominate de anticicloni sînt secetoase și cu rețea hidrografică redusă, pe cînd ținuturile bîntuite de zone ciclonice sînt bogate în precipitații și au rețea hidrografică deasă. În aceeași regiune geografică, regimul pluviometric de la un an la altul, de la un anotimp la altul sau de la o lună la alta depinde de numărul și de persistența zonelor ciclonice și anticiclonice.

Creșterile de presiune atmosferică coboară nivelul apei din sol, iar scăderile îl ridică. Creșterile de presiune comprimă gazele conținute în diferitele deșeuri organice și anorganice ce se găsesc în rîuri, bălți, lacuri, mlaștini etc. și prin aceasta reduce emanarea lor. Scăderile de presiune provoacă dilatarea acestor gaze, favorizînd emanațiile și răspîndirea mirosurilor de fermentație și putrefacție la mari distanțe precum și ridicarea la suprafața apei a corpurilor înecate. În cazurile unor scăderi bruște și accentuate ale presiunii aerului se pot produce, din pricina dezechilibrului creat între aerul exterior și cel din incinte bine închise, spargeri de geamuri, ridicări de acoperișuri și chiar dărîmări de pereți.

1.3. TEMPERATURA AERULUI

1.3.1. **Definiție. Mijloace și unități de măsură.** Prin temperatura aerului se înțelege starea lui de încălzire ; cînd aerul primește căldură temperatura lui crește, iar cînd pierde căldură, temperatura îi scade. Aerul se încălzește prin radiație, conducție și convecție de la Soare și suprafața terestră precum și prin transport advectiv.

Temperatura aerului se măsoară cu termometre cu mercur sau alcool, cu termometre electrice etc. Termometrele sînt de mai multe tipuri : ordinar, de minimă și de maximă.

Termografele înregistrează temperatura în mod continuu. Unitățile de măsură ale temperaturii sînt : *gradul centigrad* sau Celsius (°C) și *gradul Fahrenheit* (°F), utilizat încă în unele țări.

1.3.2. **Variațiile temperaturii aerului.** Aceste variații sînt legate fie de timp, fie de spațiu. Într-o aceeași regiune sau localitate temperatura prezintă :

— *o variație zilnică* cu un maximum ce se produce după 1 — 3 h de la trecerea Soarelui la meridianul locului și cu un minimum în momentul la care răsare Soarele ;

— *o variație anuală sau anotimpuală,* caracterizată în regiunile noastre printr-un maxim de temperatură, la mijlocul verii și un minim, în a doua lună de iarnă.

Pe suprafața globului, temperatura scade cu cît crește latitudinea.

Temperatura variază în funcție de altitudine și anume scade cu 0,65°C pentru fiecare sută de metri de urcare. Scăderea de temperatură pentru o diferență de nivel de 100 m se numește *gradient termic vertical.* Cu ajutorul gradientului termic vertical se poate aprecia valoarea temperaturii la diferite înălțimi. În unele cazuri, temperatura nu descrește uniform cu înălțimea, din cauza unor procese legate de radiația nocturnă, de comprimări și detente ale aerului precum și de mișcări advective, care produc straturi de inversiune în interiorul cărora temperatura crește în loc să scadă.

În afara variațiilor periodice, temperatura are și *variații neperiodice* determinate de invaziile de aer cald sau rece, deci de transferul advectiv dintr-o regiune în alta. Aceste variații fac ca temperatura să nu crească continuu de la minimul din iarnă la maximul din vară ci să prezinte o alternanță de creșteri și scăderi.

1.3.3. **Rolul temperaturii în hidrologie.** Scăderea temperaturii aerului cu altitudinea produce o variație corespunzătoare a temperaturii solurilor și a apei dintr-un bazin hidrografic, în funcție de altitudine. Cum la aceeași altitudine temperatura variază cu expoziția și înclinarea terenurilor față de mersul aparent al Soarelui pe bolta cerească, apele vor avea temperaturi diferite pe diferiții versanți muntoși, iar pe același versant apele vor avea temperaturi mai ridicate pe porțiunile pe care radiațiile solare cad mai aproape de perpendiculară.

Variația latitudinală a temperaturii influențează temperatura apelor curgătoare sau stagnante în mod analog. Cu cît apele se găsesc la latitudini mai mari, cu atît temperatura lor este mai coborîtă (se exceptează de la această regulă apa oceanelor purtătoare de curenți marini și a lacurilor cu izvoare termale). Datorită căldurii specifice mari, apele se încălzesc și se răcesc mai încet decît solul și aerul vecin. Apa rîurilor care curge pe paturi late de albie, formate din roci de culoare închisă, se încălzește mai mult și mai repede decît pe tronsoanele unde grosimea apei e mare, patul albiei îngust și alcătuit din roci de culoare deschisă.

Variația anuală a temperaturii influențează considerabil starea apelor (din regiunile noastre) prin producerea fenomenelor de îngheț și dezgheț, precum și prin transformarea ploilor în ninsori și a ninsorilor în ploi. Scăderea temperaturii apelor din rîuri și lacuri pînă la punctul de congelare, formarea de ghețuri la maluri, de sloiuri și de poduri de ghiață, sînt condiționate de coborîrea temperaturii aerului sub zero grade și de menținerea acestei temperaturi negative un anumit interval de timp. Fenomenele de îngheț se produc cu atît mai repede și mai intens, cu cît scăderea temperaturii sub zero grade este mai accentuată și cu cît apele sînt mai liniștite sau în scădere de debit. Fenomenele de îngheț ale apei rîurilor nu se produc totdeauna treptat de la altitudini mari către cele mici. Frecvent, apar poduri de ghiață în puncte foarte diferite din cursul unui rîu și anume acolo unde albia se îngustează sau cotește și unde se blochează sloiurile sau acolo unde sloiurile se lovesc de stîncile din fundul albiei ori pe porțiunile deschise ale albiei, unde a nins abundent și unde vîntul bate invers decît curentul apei. În aceste din urmă zone răcirea pro-

dusă prin radiația nocturnă face ca temperatura aerului să coboare cu circa 10°C mai mult decît în porțiunile lipsite de zăpadă sau împădurite, chiar dacă se găsesc la altitudini mai mari.

Variația anuală a temperaturii aerului intervine, mai ales în anotimpul cald, în fenomenul de evapotranspirație. Intensificarea evaporării este aproape proporțională cu creșterea temperaturii. În regiunile unde în general durata de insolație diurnă este mare, ventilația permanentă și umiditatea relativă redusă, evaporarea este atît de puternică, încît în perioadele lipsite de precipitații importante unele cursuri de apă pot seca.

Se semnalează că temperatura mai intervine și în dezvoltarea faunei și florei acvatice.

1.4. MIȘCĂRILE AERULUI

1.4.1. **Definiție. Mijloace și unități de măsură.** Aerul se deplasează în raport cu suprafața terestră printr-o mișcare turbulentă. Mișcările mari, permanente, care formează ceea ce obișnuit se numește *circulația generală a atmosferii*, sînt condiționate atît de mișcarea de rotație a Pămîntului, cît și de caracterele generale ale repartiției temperaturii și presiunii aerului pe Glob. Mișcările aerului sînt : ascendente, descendente, înclinate și orizontale.

Mișcările sau deplasările importante ale aerului sînt cele orizontale, numite și *vînturi* ; celelalte mișcări fiind denumite *curenți*. Vînturile sînt provocate, în principal, de diferența de presiune din distribuția orizontală a cîmpului baric, iar diferențele de presiune sînt generate de repartiția inegală a temperaturii, în plan orizontal.

Mărimile care definesc vîntul sînt : *direcția* și *forța* sa (exprimată în mod curent prin viteză). Prin direcția vîntului se înțelege direcția (punctul cardinal) de unde suflă (vine) vîntul și se apreciază prin *roza vînturilor* cu 8, 16 sau 32 direcții cardinale, ori prin *grade* folosind cercul de 360 grade (N = 360°, E = 90°, S = 180°, V = 270°). Viteza vîntului se exprimă prin m/s, km/h și noduri (o milă marină pe oră). Transformarea m/s în km/h se face prin multiplicare cu 3,6, iar transformarea aproximativă a nodurilor în km/h prin multiplicare cu 2. Mai înainte, pentru aprecierea vitezii vîntului se folosea și *Scara Beaufort*.

1.4.2. **Structura vîntului.** Nu este aceeași în toate împrejurările. Cînd vîntul are o mișcare uniformă, atît ca direcție cît și ca viteză este un vînt *laminar* și scurgerea aerului se face în straturi paralele. Cînd vîntul nu își păstrează nici direcția și nici viteza, din cauza rugozității solului, este *turbulent*, iar cînd prezintă salturi de viteză în raport cu viteza sa medie, este un vînt cu *rafale* ; durata unei intensificări (a unei rafale) nu trebuie să depășească 2 min.

Vîntul este produs de diferența de presiune și cum diferența de presiune, raportată la unitatea de lungime terestră (111 km), este numită *gradient baric* și vîntul se numește *vînt de gradient*. Viteza vîntului depinde de valoarea gradientului de presiune atmosferică. În producerea vîntului, mai intervin :

— forța de frecare a aerului cu suprafața terestră ;
— forța Coriolis de deviație, creată de mișcarea de rotație a Pămîntului ;
— forța centrifugă.

1.4.3. **Variațiile vîntului.** Viteza vîntului crește cu altitudinea pînă în stratosferă, atingînd valorile maxime între 8—10 km. Direcția vîntului se schimbă cu înălțimea, rotindu-se treptat spre dreapta. În general, pînă la 20 km altitudine, vîntul predominant este cel de vest, iar peste acest nivel predomină vîntul de est.

Orografia produce mari variaţii în direcţia şi viteza vîntului ; astfel întîlnind un lanţ muntos, vîntul ia o mişcare ascendentă pînă la culme şi descendentă pe partea opusă ; secţiunea de scurgere a aerului se micşorează şi viteza se va mări deasupra crestei, zona cu secţiunea cea mai mică. Cînd vîntul întîlneşte obstacole izolate le ocoleşte, reluîndu-şi structura după depăşirea acestora.

Cînd vîntul traversează o vale se produce mai întîi o descendenţă, apoi o ascendenţă. Secţiunea verticală de scurgere a aerului se măreşte în zona văii şi viteza vîntului slăbeşte pentru ca apoi să se intensifice.

În interiorul văii se produc mişcări dezordonate, turbulente. Văile au în general tendinţa de a orienta vîntul pe direcţia axei lor. Acolo unde valea devine mai strîmtă vîntul se va intensifica. Defileul Dunării este un caz tipic pentru vînturile de vest, iar valea Oltului şi cea a Jiului pentru cele de sud şi de nord.

1.4.4. **Clasificările vîntului.** Întrucît vîntul depinde de distribuţia presiunii aerului, care este repartizată în formaţii barice (cicloni şi anticicloni) permanente, semipermanente şi instantanee şi vînturile vor fi :

— permanente şi regulate (alizee, contraalizee, briză de mare, briză de uscat, briză de munte, briză de vale) ;

— periodice (musonii) ;

— neregulate, ce sînt produse de anticiclonii şi ciclonii cu caracter mobil (Crivăţul, Austrul, Bora, Mistralul, Sirroco, Simunul etc.).

Majoritatea vînturilor din ţara noastră au caracter local şi cele mai frecvente sînt : Crivăţul, Austrul, Cosava, Nemerul, Gorneagul, Orădeanul, Munteanul, Vîntul Mare, Vîntul Negru şi brizele de litoral şi de munte.

1.4.5. **Rolul vîntului în hidrologie.** Acest rol este destul de variat şi multiplu. Prin presiunea pe care o exercită el produce riduri şi valuri pe suprafaţa apei, înălţimea acestora fiind proporţională cu viteza vîntului. Orientarea valurilor depinde de direcţia vîntului şi acolo unde vîntul se canalizează travers pe albia rîului, valurile mănîncă din malul opus şi tot aici albia se lărgeşte. Cînd vîntul bate în sensul scurgerii, atunci viteza de scurgere a apei se măreşte, iar cînd bate în sens invers viteza de scurgere se micşorează şi nivelul apei creşte atît cît bate vîntul în sens opus ; după încetarea vîntului nivelul apei scade brusc.

Vînturile *reci catabatice de gheţar* determină îngheţarea apelor de la poalele masivelor muntoase mai înainte decît în regiunile lipsite de asemenea vînturi. Vînturile *calde descendente sau föhnul* determină topirea zăpezilor în numai cîteva ore favorizînd producerea viiturilor şi inundaţiilor din anotimpul rece al anului. Vînturile puternice de creastă spulberă zăpada de pe vîrfuri şi platouri, depunîndu-o în văile ce se găsesc la adăpostul masivelor. În văi, zăpada este măturată din zonele de gîtuituri şi depozitată în spatele stîncilor unde predomină acalmia. Vînturile de pantă, favorizează, împreună cu creşterile de temperatură, declanşarea avalanşelor ; tot aceste vînturi favorizează erodarea terenurilor. În perioadele foarte ploioase, cînd solul şi subsolul îşi micşorează coeziunea, vînturile puternice produc doborîturi de păduri şi în unele circumstanţe pot declanşa deplasări de terenuri.

În anotimpul cald, vîntul măreşte considerabil evaporarea apei din sol şi de la suprafaţă, iar iarna, vînturile tari, pe lîngă tasarea stratului de zăpadă favorizează şi evaporarea, mai ales cînd umezeala relativă a aerului, este foarte redusă. De aceea terenurile convexe poartă zăpada mult mai puţin decît cele concave.

Cele mai periculoase vînturi pentru construcţii sînt cele care bat turbulent şi în rafale ; în cursul acestora, putîndu-se atinge, chiar în condiţiile ţării noastre şi viteza de 50 m/s.

1.5. APA ÎN ATMOSFERĂ

1.5.1. **Definiţii. Mijloace şi unităţi de măsură.** Apa în atmosferă se găseşte sub toate cele trei faze ale ei : solidă (în norii superiori şi precipitaţii solide), lichidă (în norii inferiori şi precipitaţii lichide) şi gazoasă (ca vapori de apă). Trecerile de la o fază la alta se fac prin procesele cunoscute : evaporare, condensare, solidificare, topire şi sublimare.

Prin *umiditatea aerului* se înţelege conţinutul de vapori de apă din aer. Ramura de meteorologie care se ocupă de studiul umidităţii este numită *higrometrie*. Umiditatea aerului se exprimă prin mai multe unităţi dintre care citãm : a) *raportul de amestec*; b) *umiditatea specifică* sau *concentraţia de masă*; c) *umiditatea absolută*; d) *titlul molar al vaporilor de apă*; e) *tensiunea vaporilor de apă în aerul umed*; f) *saturaţia*; g) *raportul amestecului de saturaţie în raport cu apa*; h) *raportul amestecului de saturaţie în raport cu gheaţa;* i) *tensiunea vaporilor saturanţi din aerul umed în raport cu apa*; j) *umiditatea relativă a aerului umed în raport cu apa.*

În viaţa practică, umiditatea aerului se apreciază prin :

— *umiditatea absolută* sau cantitatea reală de vapori de apă, aflaţi la un moment dat în aer, exprimată în grame la unitatea de volum de aer umed (1 m^3), ori, în unităţi de presiune (mmHg sau mbar) care echilibrează tensiunea cantităţii respective de vapori de apă ;

— *umiditatea relativă* sau gradul de saturare al aerului în vapori de apă exprimat în procente, sub forma raportului dintre tensiunea vaporilor aflaţi realmente în aer şi tensiunea vaporilor necesari pentru saturarea aceluiaşi volum de aer la aceeaşi temperatură.

Psihrometrul, higrometrul şi higrograful sînt instrumentele uzuale cu care se măsoară umiditatea aerului.

1.5.2. **Variaţiile umidităţii aerului.** Sursa vaporilor de apă o constituie evaporarea apei din oceane, mări, rîuri, straturi de zăpadă, vegetaţie, sol etc. Cea mai mare cantitate de vapori de apă din atmosferă se găseşte pînă la 3 km înălţime şi această cantitate variază în funcţie de temperatură, oscilînd între limitele de 0,01 şi 4 %. Conţinutul mediu din întreaga atmosferă este apreciat la 12 300 km^3 apă.

Variaţiile umidităţii urmăresc pe cele ale temperaturii. Astfel, umiditatea absolută scade în cursul nopţii şi creşte la orele de amiază cînd temperatura este maximă ; ea este mică iarna şi mare vara, redusă la poli şi maximă la ecuator. Umiditatea relativă variază invers cu temperatura şi de aceea este scăzută la miezul zilei şi maximă la orele cînd răsare soarele ; este scăzută în luna cea mai caldă a anului şi maximă în luna cea mai rece ; mare în zonele polare şi minimă în cele tropicale.

1.5.3. **Hidrometeori.** Vaporii de apă produc majoritatea fenomenelor din atmosferă, cunoscute sub numele de hidrometeori ca : roua, bruma, pîcla umedă, ceaţa, norii şi precipitaţiile. Dintre aceştia, norii şi transformările acestora în precipitaţii sînt de cea mai mare importanţă.

Cantitatea totală de nori care există la un moment dat în spaţiul unei regiuni oarecare constituie *nebulozitatea* sau gradul de acoperire al cerului, fenomen care intervine în procesul de încălzire şi de răcire al solului, întrucît formează un adevărat ecran între Soare şi suprafaţa terestră de dedesupt. Cînd nebulozitatea este mare, Pămîntul primeşte o cantitate mai mică de căldură în cursul zilei şi se răceşte mai puţin, prin radiaţie, în timpul nopţii, astfel că ecartul termic, de la zi la noapte, este micşorat. În zonele cu nebulozitate redusă fenomenele se produc invers. Nebulozitatea medie a pămîntului este de 54 % şi este în general mare la poli şi mică la tropice. De asemenea, nebulozitatea este mare iarna şi mică vara, iar în perioadele uscate, poate lipsi complet.

1.5.4. **Precipitațiile.** Acestea reprezintă apa care cade din nori indiferent de formă (solidă sau lichidă). Ca precipitații se consideră : burnița, ploaia, zăpada, lapovița, măzărichea, grindina, aversa. În afară de formă, precipitațiile se mai caracterizează prin extindere (locale, parțiale, generale), prin intensitate (slabe, moderate, puternice, torențiale, ruperi de nori) și prin durată (intermitente, continue).

Aparatele cu care se măsoară apa rezultată din precipitații sînt : pluviometrele și pluviografele.

1.5.5. **Rolul apei din atmosferă în hidrologie.** Cantitatea de vapori de apă din aer intervine în bilanțul hidrologic sau starea de resurse în apă a unei regiuni. Ținuturile cu umiditate atmosferică redusă sînt aride sau deșertice, pe cînd cele cu un conținut mare de vapori de apă în aer sînt umede și ca landșaft se caracterizează prin păduri.

O umiditate mare în aer imprimă atmosferei, din regiunea respectivă, un rol de seră și de aceea variațiile termice, diurne și anuale, au amplitudine mică. Umiditatea mare micșorează evaporația și menține o nebulozitate accentuată, care atenuează atît insolația diurnă cît și radiația nocturnă. La rîndul ei, nebulozitatea mare favorizează infiltrația apei în sol și subsol, șiroirea apei la suprafață și păstrarea umidității în sol. Nebulozitatea redusă joacă rol contrar.

Precipitațiile constituie pentru regiunile intracontinentale singura sursă de apă, exceptînd pînzele acvatice subterane de mare adîncime. Bilanțul umidității: precipitații = evaporare + scurgere, caracterizează climatul unei regiuni sub aspect hidrologic. Debitul rîurilor depinde de apa căzută în bazinele respective și variațiile acestui debit sînt oarecum paralele (cu un mic decalaj) cu variațiile precipitațiilor. De intensitatea mare a precipitațiilor sînt legate viiturile și inundațiile. Deficitul de precipitații se manifestă prin scăderea apei în rîuri și uneori secarea lor. Precipitațiile solide din toamnă și iarnă produc răcirea apei și înghețarea ei prematură. Zăpezile depuse în bazin constituie o rezervă de apă care se adună la apa provenită din ploile de primăvară, determinînd viiturile caracteristice acestui anotimp. Aversele cu caracter torențial și deplasările de avalanșe creează făgașuri noi de torente, schimbări de albii, alunecări de terenuri, eroziuni accentuate care modifică orografia și mai ales hidrografia unor suprafețe mai mult sau mai puțin extinse. Transportul aluvionar este, de asemenea, aproape proporțional cu frecvența și intensitatea precipitațiilor.

Precipitațiile modifică într-un sens sau în altul bilanțul hidrologic intern și extern al unui ținut, asigură sau nu o anumită umiditate productivă în sol și prin aceasta biologia unei regiuni (flora și fauna), precum și dezvoltarea societății umane din acel ținut.

1.6. ELECTRICITATEA ATMOSFERICĂ

Definiție. Electrometeori. Gradient de potențial. Descărcări electrice. Prin electricitate atmosferică se înțelege ansamblul diferitelor fenomene electrice care se produc în mod natural în atmosferă ca : oraj (fulger), focul Sf. Elm, aurore polare etc., care sînt numite și *electrometeori.*

O serie de radiații corpusculare solare, cosmice, telurice, ca și mișcările aerului (laminare sau turbulente) produc *ionizarea aerului,* adică achiziția de sarcini electriee a moleculelor atmosferice neutre sau a altor particule aflate în suspensie în masa aerului. O altă sursă a electricității atmosferice o constituie și *efectul Lénard* care constă în separarea sarcinilor electrice în timpul ploii, produsă prin ruperea picăturilor, acestea luînd sarcini negative, iar aerul sarcini pozitive.

Cu electrometrele se măsoară tensiunea electrică sau potențialul electric al aerului la distanțe variabile de suprafața terestră. Diferența de potențial electric pe unitatea

de distanță, între două puncte, este numită *gradient de potențial*; acesta oscilează între 100 și 120 volți pe metru. Transferul de sarcini electrice între atmosfera încărcată pozitiv, către suprafața pămîntului, încărcată negativ, este denumită și *curent aer — pămînt.* Descărcarea bruscă a electricității, manifestată printr-o lumină scurtă și intensă (fulger) și printr-un zgomot sec și scurt sau un uruit prelung (tunet) este denumită *oraj.* Undele electromagnetice care rezultă dintr-o descărcare electrică sînt numite și *atmosferici* sau *paraziți atmosferici.* Descărcările electrice se pot produce în intervalele unui nor, între doi nori, între sol și nori, precum și între nor și sol; în ultimul caz descărcarea este numită *trăznet.*

2. ELEMENTE DE CLIMATOLOGIE

Ansamblul fluctuant al condițiilor atmosferice caracterizat prin stările și evoluțiile timpului într-un domeniu spațial determinat constituie *clima* acelei regiuni. Orice proprietate sau condiție a atmosferii, a căror ansamblu definește starea fizică a timpului sau climatul unui loc determinat, pentru un moment sau o perioadă de timp dată, este un element climatic. Principalii factori climatici sînt: temperatura, precipitațiile, vîntul, nebulozitatea, presiunea, umiditatea, durata de strălucire a soarelui, stratul de zăpadă și orajele.

Perioada minimă de observații, necesară pentru definirea unei clime, cît mai apropiat de realitate, este de 30 de ani, iar aspectele sau mărimile elementelor ce nu au fost prinse în decurs de 30 de ani se consideră excepționale. Climatologia, care se ocupă cu studiul climatelor stabilește cauzele, variațiile, frecvențele, repartiția și tipurile diferitelor elemente climatice.

2.1. FACTORII DETERMINANȚI AI CLIMEI

Factorii care generează clima unui ținut sînt: radiația solară, circulația generală a atmosferei, orografia suprafeței terestre și compoziția atmosferei.

2.1.1. **Radiația solară.** Captată de Pămînt este în proporție de 15% absorbită de atmosferă, 43% absorbită de suprafața terestră și 42% este reflectată în spațiu, fie de suprafețele noroase, fie de suprafața terestră sau de obiectele care se găsesc pe aceasta (zăpadă, culturi, păduri, nisipuri etc.). Cantitatea de căldură primită de o regiune variază în funcție de latitudine, de înclinarea razelor solare, de nebulozitate, de umiditate, de gradul de opacitate al aerului și de landșaft (aspect orografic-peisajistic).

Sumele medii lunare, anotimpuale și anuale ale radiației solare, totale, exprimate în kcal/cm^2, suprafață orizontală, înregistrate la București sînt următoarele: ianuarie = 3 938, februarie = 5 400, martie = 10 006, aprilie = 12 276, mai = 15 367, iunie = = 16 912, iulie = 18 398, august = 16 229, septembrie = 12 497, octombrie = 8 132, noiembrie = 3 754, decembrie = 3 242, iarna = 12 580, primăvara = 37 649, vara = = 51 539, toamna = 24 433, anual = 126 201.

Temperatura este funcție directă de radiația solară.

2.1.2. **Circulația generală a atmosferii.** Această circulație care transportă aerul dintr-o regiune în alta este factorul care dă stările de vreme instantanee, ce diferă de la o zi la alta, de la o lună la alta și de la un an la altul, în cadrul unor limite ale climei, din regiunea respectivă. De exemplu, în anotimpul cald, regiunile noastre se găsesc sub influența regimului de presiune ridicată din spațiul Oceanului Atlantic și care dirijează spre centrul și sud-estul Europei mase de aer umed, care determină marile ploi de la sfîrșitul primăverii și începutul verii. Cu cît poziția acestui maxim baric este mai nordică, cu atît ploile sînt mai frecvente și mai abundente. Dimpotrivă, cînd el se deplasează spre sud, vremea devine caldă și uscată. În anotimpul rece, țara noastră intră sub acțiunea regimului de presiune ridicată ce se instalează în Siberia și care împinge, spre bazinul Mării Mediterane, mase de aer rece și uscat. Acest curent de NE, numit și *Crivăț*, determină, în cazul în care în Peninsula Balcanică se află o zonă ciclonică, ninsori viscolite în sudul țării și Moldova. Cînd deasupra Groenlandei sau Scandinaviei se formează arii de presiune ridicată, iernile sînt geroase nu numai la noi, dar în toată Europa și invers acestea sînt calde dacă Marea Mediterană este acoperită cu formațiuni anticiclonice care activează circulația aeriană subtropicală.

Primăvara și toamna, circulațiile atmosferei sînt variate, însă în majoritatea anilor, predomină circulația de vest și aspectul vremii este nestatornic, fiind cald și uscat sub circulație tropicală, rece și umed sub circulație polară și oceanică.

2.1.3. **Suprafața terestră.** În afară că influențează variațiile elementelor meteorologice prin altitudine și aspectul landșaftic, suprafața terestră influențează considerabil și circulația generală a atmosferei. De exemplu, lanțul Carpaților, constituind un baraj pentru circulația umedă de vest și nord-vest (dinspre oceanul Atlantic), face ca Transilvania să fie mult mai bogată în precipitații decît restul țării. Tot din cauza acestui baraj orografic, vîntul rece de NE nu pătrunde în Ardeal și de aceea iernile sînt mai aspre în Moldova și Cîmpia Dunării. Marea Neagră contribuie ca toamnele pe Litoral să se prelungească, iar primăverile să întîrzie cu circa 20 de zile, comparat cu zona de șes din restul țării. Valorile medii ale factorilor climatici variază cu altitudinea în modul următor: temperatura, presiunea, numărul zilelor senine, durata de insolație și umezeala absolută scad cu cît crește înălțimea: umezeala relativă, viteza vîntului, nebulozitatea, numărul zilelor cu precipitații, cantitatea de apă căzută, numărul orajelor, numărul zilelor cu ceață, numărul zilelor cu îngheț, grosimea și durata stratului de zăpadă și lungimea iernii cresc cu altitudinea. Zonele orografice depresionare închise, mențin ierni reci și lungi, cu ceață permanentă.

2.1.4. **Compoziția aerului.** Un rol important în generarea și modificarea climei îl joacă și compoziția aerului, prin conținutul de vapori de apă, bioxid de carbon și numeroase pulberi în suspensie. Cu cît aerul conține cantități mai mari din componenții menționați mai înainte, cu atît el conservă mai bine căldura, și cu atît variațiile de temperatură de la zi la noapte și de la iarnă la vară sînt mai mici, iar frecvența și cantitatea precipitațiilor mai mare. Poluarea aerului cu diverse deșeuri industriale și casnice din unele centre, în afară de rolul negativ pe care îl are direct în biologia florei și faunei locale, intervine indirect și în modificarea climei prin: ecranizarea radiației solare și împiedicarea răcirii nocturne; favorizează producerea pîclei și ceților, reduce vizibilitatea și mărește nebulozitatea. În general, poluarea aerului contribuie la creșterea temperaturii mijlocii.

În tabelul II.16 sînt date valorile medii lunare și anuale ale principalelor elemente climatice din țara noastră.

Tabelul II.16

Date climatologice din Republica Socialistă România

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	ANUAL	Altitudinea stației m
						Temperatura aerului, °C								
Baia Mare	−2,4	−0,9	4,2	10,1	15,2	18,2	19,9	19,1	15,1	10,0	4,3	0,0	9,4	194
Oradea	−1,5	0,1	5,7	10,9	16,1	19,3	21,2	20,6	16,5	11,1	5,3	0,9	10,5	137
Cluj	−4,4	−2,3	3,2	9,0	14,1	17,2	18,9	18,2	14,2	8,8	3,1	−1,6	8,2	363
Tîrgu Mureș	−4,3	−2,1	3,8	9,8	14,8	17,6	19,4	18,9	14,7	9,5	3,6	−1,1	8,7	309
Brașov	−3,9	−1,8	3,0	8,5	13,2	16,0	17,8	17,2	13,5	8,4	2,9	−1,7	7,8	560
Deva	−2,2	0,2	5,3	10,7	15,6	18,7	20,5	19,9	16,0	10,7	4,8	0,4	10,0	190
Timișoara	−1,2	0,4	6,0	11,3	16,4	19,6	21,6	20,8	16,9	11,3	5,7	1,4	10,9	91
Botoșani	−4,1	−2,6	2,4	9,0	14,9	18,3	20,1	19,5	15,2	9,1	3,1	−1,5	8,6	160
Iași	−3,6	−1,9	3,3	10,1	16,1	19,4	21,3	20,6	16,3	10,1	4,1	−0,8	9,6	100
Bacău	−4,3	−2,1	3,1	9,6	15,3	18,9	20,8	20,2	15,7	9,8	3,9	−1,2	9,2	167
Galați	−3,1	−1,1	4,1	10,6	16,5	20,3	22,6	22,0	17,6	11,5	5,2	0,0	10,5	30
Craiova	−2,5	−0,3	5,2	11,3	16,7	20,4	22,7	21,9	17,8	11,7	5,2	0,1	10,8	105
Pitești	−2,4	−0,5	4,2	10,0	15,3	18,8	20,8	20,1	16,2	10,4	4,6	0,2	9,8	307
Ploiești	−2,1	−0,5	4,7	10,9	16,4	19,9	22,0	21,6	17,3	11,5	5,3	0,2	10,6	164
București	−2,8	−0,7	5,0	11,4	16,9	20,6	22,9	22,3	18,1	11,9	5,3	0,0	10,9	82
Constanța	−0,3	0,8	4,4	9,3	15,1	19,5	22,2	22,0	18,5	13,3	7,5	2,6	11,2	32
Vîrfu Omu	−10,5	−11,1	−8,4	−4,9	−0,2	3,3	5,4	5,7	3,0	−0,5	−4,7	−8,3	−2,6	2 509

Tabelul II.16 (continuare)

Localitatea	LUNILE												ANUAL
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
	Numărul zilelor de iarnă fără dezgheț												
Baia Mare	10,4	6,6	1,0	—	—	—	—	—	—	—	0,8	7,6	26,4
Oradea	9,8	6,3	1,1	—	—	—	—	—	—	—	0,8	6,6	24,6
Cluj	16,2	9,0	1,9	0,0	—	—	—	—	—	—	1,9	10,1	39,1
Tîrgu Mureș	17,6	8,5	1,8	—	—	—	—	—	—	—	1,6	11,2	40,7
Brașov	14,7	8,4	2,2	0,0	—	—	—	—	—	0,0	2,6	11,3	39,2
Deva	12,3	4,9	0,5	—	—	—	—	—	—	—	0,7	8,1	26,5
Timișoara	10,5	5,9	0,7	—	—	—	—	—	—	—	0,5	4,8	22,4
Botoșani	15,6	10,6	2,9	0,0	—	—	—	—	—	0,1	3,1	10,8	43,1
Iași	13,8	11,3	2,6	—	—	—	—	—	—	0,1	2,6	10,0	40,4
Bacău	15,4	8,6	2,3	—	—	—	—	—	—	0,0	2,9	8,1	37,3
Galați	14,6	8,4	2,0	—	—	—	—	—	—	0,0	2,0	8,0	35,0
Craiova	12,0	6,6	0,8	—	—	—	—	—	—	0,0	1,1	7,3	27,8
Pitești	9,9	5,3	0,8	—	—	—	—	—	—	0,3	1,3	4,8	22,4
Ploiești	10,2	4,9	1,0	—	—	—	—	—	—	—	1,1	6,3	23,5
București	13,0	7,4	1,2	—	—	—	—	—	—	0,0	1,3	8,3	31,2
Constanța	9,2	5,6	1,1	—	—	—	—	—	—	0,0	1,0	4,9	21,8
Vîrfu Omu	30,2	26,0	25,6	15,2	3,2	0,6	0,1	0,3	2,1	10,1	19,6	28,3	161,3

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	ANUAL
	Umezeala relativă, %												
Baia Mare	84	82	73	66	65	68	67	69	74	78	83	87	75
Oradea	86	83	73	68	66	68	65	67	69	77	85	87	74
Cluj	85	82	72	65	65	68	65	68	71	77	83	88	74
Tîrgu Mureş	82	81	72	66	68	72	70	71	73	77	83	85	75
Braşov	80	75	68	61	62	65	65	66	71	75	77	80	71
Deva	86	80	71	72	71	65	68	68	70	79	83	84	75
Timişoara	86	82	72	66	67	67	62	64	68	76	84	88	74
Botoşani	82	80	75	66	65	65	65	67	70	76	82	85	73
Iaşi	81	79	72	62	62	63	62	63	66	73	78	82	70
Bacău	81	77	69	61	60	60	60	59	64	73	80	82	69
Galaţi	85	81	74	66	64	64	61	62	67	75	82	86	72
Craiova	83	80	72	64	64	61	58	57	65	75	82	86	71
Piteşti	76	74	65	61	62	64	62	59	62	70	78	77	68
Ploieşti	83	81	73	63	62	64	61	61	64	72	80	84	71
Bucureşti	85	81	71	61	60	60	56	55	60	71	81	86	69
Constanţa	88	86	83	80	81	77	74	74	78	82	86	88	81

Tabelul 11.16 (continuare)

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	ANUAL
						Nebulozitatea, 0 — 10							
Baia Mare	7,1	6,8	6,0	5,8	5,7	5,3	4,7	4,7	4,7	5,7	6,8	7,2	5,9
Oradea	6,9	6,5	5,6	5,7	5,5	5,1	4,2	4,0	4,3	5,0	6,6	7,2	5,6
Cluj	6,6	6,4	5,6	6,0	6,1	5,7	4,8	4,6	4,5	5,1	6,3	6,9	5,7
Tîrgu Mureş	6,9	6,6	5,6	6,0	5,8	5,7	4,2	4,0	4,3	5,2	6,4	7,1	5,6
Braşov	6,5	6,5	6,0	6,1	6,2	6,0	5,2	4,6	4,7	5,2	6,4	6,7	5,8
Deva	7,1	6,5	5,3	5,5	5,4	5,1	3,9	3,7	4,0	5,0	6,4	7,4	5,4
Timişoara	7,1	6,6	5,9	5,6	5,5	5,0	4,0	3,7	4,0	5,1	6,6	7,2	5,6
Botoşani	6,7	6,8	6,3	5,8	5,7	5,7	4,8	4,5	4,5	5,3	6,9	7,2	5,9
Iaşi	7,3	7,2	6,5	6,0	5,6	5,4	4,6	4,2	4,4	5,5	7,0	7,7	6,0
Bacău	7,0	7,0	6,4	6,2	5,8	5,5	4,7	4,4	4,6	5,8	6,9	7,4	5,9
Galaţi	7,0	6,8	6,0	5,4	4,9	4,5	3,7	3,2	3,6	5,2	6,7	7,7	5,4
Craiova	6,9	6,4	5,9	5,4	5,3	4,5	3,5	3,2	3,6	5,1	6,7	7,4	5,3
Piteşti	5,9	6,0	5,7	5,7	5,5	5,1	4,2	3,8	4,4	5,3	6,2	6,3	5,3
Ploieşti	6,4	6,4	5,9	5,8	5,6	5,3	4.2	3,7	4,1	5,3	6,4	6,9	5,5
Bucureşti	7,1	6,8	6,1	5,7	5,8	5,3	4,1	3,6	4,0	5,4	6,8	7,4	5,7
Constanţa	6,9	6,8	6,3	5,5	5,0	4,2	3,1	2,7	3,5	5,3	6,6	7,2	5,3
Vîrfu Omu	6,8	7,4	7,1	8,0	8,2	8,2	7,3	6,8	6,4	6,3	6,8	6,6	7,2

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	ANUAL
	Precipitații mijlocii, mm												
Baia Mare	70,7	65,0	61,7	78,3	90,5	111,2	92,6	89,1	76,9	84,4	76,8	78,8	976,0
Oradea	33,6	35,2	42,6	52,0	68,3	82,8	58,8	58,4	51,7	55,5	48,6	47,5	635,0
Cluj	27,0	26,2	27,0	51,0	74,5	99,0	81,4	77,5	50,0	43,3	28,6	27,5	613,0
Tîrgu Mureș	31,6	31,4	29,1	53,0	76,5	96,5	80,1	74,2	44,2	47,2	40,0	32,2	636,0
Brașov	34,7	29,6	38,5	59,0	88,5	124,8	101,2	86,9	62,7	50,0	33,4	37,9	747,2
Deva	30,1	28,3	33,1	44,9	61,8	82,3	72,3	65,0	43,2	45,4	37,5	34,1	578,0
Timișoara	40,9	40,2	41,6	50,0	66,7	81,1	59,9	52,3	47,1	54,8	48,6	47,8	631,0
Botoșani	29,3	25,5	25,9	45,4	66,1	81,8	81,1	61,5	49,7	39,0	33,6	30,1	569,0
Iași	28,9	27,4	28,1	40,3	52,5	75,1	69,2	57,6	40,8	34,4	34,6	28,9	517,8
Bacău	28,6	24,1	28,2	43,5	60,4	90,3	69,7	54,1	45,4	42,7	31,2	26,1	544,3
Galați	28,5	23,1	23,7	34,9	46.6	62,1	47,7	38,1	26,4	32,6	31,3	31,0	426,0
Craiova	37,6	28,2	29,3	44,0	59,6	71,3	51,2	42,2	35,1	43,3	42,4	38,8	523,0
Pitești	36,8	38,7	46,9	57,2	89,8	92,0	71,7	63,1	65,6	53,6	36,9	47,7	700,0
Ploiești	35,8	30,6	30,5	40,9	66,9	88,0	70,6	53,2	41,3	45,9	44,8	39,5	588,0
București	38,5	31,5	36,2	44,3	64,0	91,9	57,7	51,9	36,3	42,4	45,6	39,7	580,0
Constanța	26,6	24,5	23,8	28,1	34,1	43,5	34,9	30,1	29,6	35,1	36,2	32,3	378,7
Vîrfu Omu	108,2	170,9	145,0	97,7	93,0	173,0	145,7	106,8	54,6	88,9	69,4	92,8	1 346,0

Tabelul II.16 (continuare)

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	ANUAL
						Precipitații maxime lunare, mm							
Baia Mare	144,0	170,0	202,0	204,0	185,4	211,1	327,0	304,0	217,0	229,7	201,1	222,0	1 493,0
Oradea	74,0	101,7	122,0	124,0	179,0	192,7	156,0	155,5	155,0	160,3	134,1	134,7	920,0
Cluj	63,5	67,6	88,3	102,2	155,0	223,0	206,0	158,9	166,0	143,0	82,6	64,0	876,0
Tîrgu Mureș	77,0	146,8	90,0	132,3	154,0	277,1	225,0	151,2	248,0	162,5	108,8	66,8	987,0
Brașov	102,3	112,0	102,0	145,0	188,9	283,2	220,5	196,1	268,4	130,6	91,0	97,1	1 255,0
Deva	97,4	86,4	119,0	96,0	145,0	179,0	319,6	227,0	138,4	143,3	87,9	100,9	803,0
Timișoara	104,2	113,0	116,0	144,0	163,4	202,0	173,0	131,5	120,0	199,0	136,7	107,0	1 003,0
Botoșani	82,1	110,8	109,5	130,5	169,0	235,7	216,4	179,6	304,9	127,3	97,5	90,8	964,0
Iași	68,8	87,8	95,3	108,2	140,1	202,8	164,9	139,2	165,5	124,2	90,6	101,5	831,3
Bacău	95,8	85,0	66,8	114,4	203,1	194,7	152,2	147,3	207,9	135,2	112,1	76,1	932,5
Galați	155,1	110,3	106,8	103,8	144,8	152,1	174,8	117,9	155,3	208,3	105,4	106,7	767,2
Craiova	104,4	145,3	131,0	120,0	134,1	291,3	229,2	159,6	145,0	141,2	146,9	121,7	784,6
Pitești	118,5	93,7	163,4	100,6	261,8	252,4	249,4	166,3	187,6	157,5	144,5	94,3	1 099,1
Ploiești	113,7	99,8	92,2	144,7	205,5	277,0	201,4	209,6	221,1	152,1	235,4	130,1	963,9
București	112,3	121,1	102,6	129,9	157,2	297,9	195,1	182,9	169,3	140,4	160,3	110,1	860,5
Constanța	144,6	119,3	79,4	81,8	111,7	114,0	181,2	167,3	115,9	144,1	114,8	109,3	684,8
Vîrfu Omu	236,7	371,5	307,7	278,2	375,7	419,6	301,1	254,6	237,8	148,1	108,9	192,7	2 401,5

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	ANUAL
Precipitații maxime în 24 h, mm													
Baia Mare	47,3	37,0	40,0	60,0	53,6	53,0	68,0	56,0	57,0	55,0	54,4	63,0	
Oradea	19,0	34,0	55,0	37,0	53,6	51,4	56,0	57,2	53,0	55,1	31,0	26,0	
Cluj	29,6	26,2	27,0	42,2	41,0	68,0	65,0	44,7	52,0	42,0	29,4	26,0	
Tîrgu Mureș	29,0	26,0	57,0	50,0	52,4	63,5	53,0	75,2	53,0	43,8	42,0	42,0	
Brașov	47,5	25,8	31,0	41,2	59,0	88,7	63,5	88,2	54,0	51,9	37,0	39,4	
Deva	35,1	40,3	54,6	32,4	66,2	55,5	262,0	53,3	42,3	36,1	27,6	28,3	
Timișoara	25,0	30,3	31,0	33,0	54,8	100,0	73,2	49,0	63,0	43,0	40,2	25,4	
Botoșani	22,3	32,0	30,3	42,8	47,7	69,5	67,3	57,6	53,6	49,8	58,4	48,0	
Iași	43,0	59,7	59,9	39,1	55,5	83,0	110,9	51,2	44,5	55,0	38,0	26,2	
Bacău	28,4	26,0	32,0	53,0	40,6	54,5	66,5	63,1	62,0	73,0	33,2	29,0	
Galați	62,7	59,5	32,0	44,2	39,4	79,5	64,2	64,0	47,0	64,4	32,5	46,8	
Craiova	33,0	38,1	33,0	49,7	48,8	58,4	72,4	85,0	63,5	47,0	64,8	53,1	
Pitești	57,4	40,2	33,9	42,5	54,9	111,0	133,4	70,0	85,0	69,3	58,2	40,2	
Ploiești	32,8	36,4	28,8	86,0	47,2	86,6	72,8	84,9	45,2	116,9	64,8	44,8	
București	49,8	34,1	36,2	45,1	61,6	136,6	85,9	135,4	40,5	59,6	49,7	58,6	
Constanța	38,0	31,4	30,2	35,7	44,2	75,0	112,3	111,6	62,8	65,7	34,5	36,4	
Vîrfu Omu	41,9	70,8	46,6	64,0	62,9	105,6	115,0	74,6	75,8	36,0	40,5	51,5	

Tabelul II.16 (continuare)

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	ANUAL
	Numărul mediu de zile cu precipitații												
Baia Mare	13,9	12,0	11,5	12,5	14,4	14,4	12,4	12,0	11,4	11,4	13,3	14,7	153,9
Oradea	10,2	9,5	9,6	10,2	11,4	11,7	9,0	8,4	8,0	8,9	10,0	10,9	117,8
Cluj	9,5	8,7	8,8	11,4	13,9	14,3	12,1	11,2	9,3	8,6	9,1	9,8	126,7
Tîrgu Mureș	9,3	8,6	8,0	9,6	12,8	12,9	10,9	8,9	7,7	8,2	8,8	9,0	114,7
Brașov	11,8	10,5	11,3	13,0	15,5	15,7	13,0	11,4	8,7	9,9	10,3	10,9	142,0
Deva	10,4	9,9	9,9	10,8	13,1	13,1	9,9	8,3	7,8	9,3	9,9	11,0	123,4
Timișoara	10,9	10,3	11,2	11,8	12,4	12,2	9,3	8,3	8,1	10,0	11,5	12,3	128,3
Botoșani	9,9	8,7	9,3	10,0	11,5	12,2	11,1	9,9	8,6	8,0	8,6	9,0	116,8
Iași	9,7	9,1	8,5	9,1	11,1	11,7	10,0	8,7	7,7	7,8	9,0	8,9	111,3
Bacău	8,7	7,4	8,8	9,1	11,6	12,2	11,1	8,4	7,0	8,0	8,4	8,2	108,9
Galați	7,8	7,1	6,5	7,8	8,5	9,7	7,1	5,7	4,9	5,9	6,5	7,7	85,2
Craiova	8,5	7,0	7,5	8,5	10,4	9,5	6,3	5,6	5,4	7,2	9,0	8,9	93,8
Pitești	7,9	7,6	8,0	9,8	12,0	11,0	8,1	6,5	6,1	7,3	8,4	7,7	100,5
Ploiești	9,2	8,5	8,8	9,2	13,0	12,3	10,0	7,2	6,7	8,0	9,0	9,6	111,5
București	9,4	8,9	8,9	10,2	12,5	17,2	9,2	6,6	6,4	8,2	10,0	10,2	117,7
Constanța	7,3	7,3	6,5	6,5	7,1	7,1	5,2	3,9	3,8	5,7	7,3	7,6	75,3

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	ANUAL
	Numărul de zile cu ninsoare												
Baia Mare	9,0	7,1	3,8	0,8	0,1	—	—	—	—	0,3	2,8	6,5	30,4
Oradea	6,0	4,4	2,4	0,7	0,1	—	—	—	0,0	0,1	1,3	4,0	19,0
Cluj	7,2	5,6	3,5	1,2	0,1	0,0	—	—	0,0	0,2	2,0	4,5	24,3
Tîrgu Mureş	6,9	5,8	3,4	0,7	0,1	—	—	—	—	0,4	2,2	4,5	24,0
Braşov	9,9	8,5	7,1	2,9	0,2	—	—	—	0,1	0,9	3,8	7,5	40,9
Deva	6,4	4,9	2,9	0,7	—	—	—	—	—	0,2	1,8	5,1	22,0
Timişoara	6,5	5,0	2,9	0,4	—	—	—	—	0,0	0,2	1,6	4,2	20,8
Botoşani	8,2	6,8	4,6	1,3	0,1	—	—	—	0,0	0,6	2,8	5,3	29,7
Iaşi	7,3	6,2	3,9	0,9	0,0	—	—	—	0,0	0,5	2,8	4,8	26,4
Bacău	7,3	5,5	4,5	0,8	0,1	—	—	—	—	0,5	2,4	4,9	26,0
Galaţi	5,4	4,2	2,4	0,5	—	—	—	—	—	0,2	1,1	3,0	16,8
Craiova	6,2	4,1	2,4	0,4	—	—	—	—	—	0,1	1,8	4,0	19,0
Piteşti	5,7	4,9	3,5	1,2	0,0	—	—	—	0,0	0,2	2,0	3,5	21,0
Ploieşti	6,3	4,5	3,4	0,6	—	—	—	—	0,0	0,2	2,0	4,2	21,2
Bucureşti	6,9	5,7	4,0	0,8	0,0	—	—	—	0,0	0,1	2,2	5,0	24,7
Constanţa	3,4	3,4	2,0	0,1	—	—	—	—	0,0	0,0	1,0	2,6	12,5

Tabelul II.16 (continuare)

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	ANUAL
	Evapotranspirația medie lunară — calculată, mm												
Baia Mare	0	0	16	51	94	118	132	116	76	42	13	0	658
Oradea	0	0	21	52	96	123	91	58	52	43	15	1	552
Cluj	0	0	14	49	88	112	125	107	50	39	11	0	595
Tîrgu Mureș	0	0	16	51	91	112	126	97	44	40	12	3	592
Brașov	0	0	14	48	86	106	119	106	71	40	11	0	601
Deva	0	0	21	52	94	118	97	65	43	43	14	1	548
Timișoara	0	1	23	53	97	123	86	52	47	44	16	2	544
Botoșani	0	0	10	47	93	121	114	61	50	39	10	0	545
Iași	0	0	11	49	97	121	69	58	41	35	12	0	493
Bacău	0	0	12	48	93	120	97	56	42	40	11	0	519
Galați	0	0	12	48	93	102	48	38	26	33	13	0	413
Craiova	0	0	17	52	95	125	64	42	35	43	14	0	487
Pitești	0	0	16	49	92	116	134	75	65	44	13	0	604
Ploiești	0	0	16	50	95	121	97	53	41	45	14	0	532
București	0	0	16	52	96	126	84	52	36	43	14	0	519
Constanța	0	2	14	41	84	76	36	29	27	34	22	5	370
Vîrfu Omu	0	0	0	0	0	60	79	75	46	0	0	0	260

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	ANUAL
						Viteza medie a vîntului, m/s							
Sinaia	3,2	3,6	3,4	2,9	2,8	2,6	2,3	2,2	2,3	2,6	2,9	2,9	2.8
Ocna Sugatag	1,5	1,8	2,2	2,3	2,2	2,2	1,8	1,8	2,0	1,8	1,6	1,5	1,8
Bod	1,0	1,5	1,8	1,6	1,6	1,5	1,2	1,4	1,2	1,4	1,2	1,2	1,4
Sibiu	2,2	2,4	2,8	2,8	2,6	2,4	2,3	2,3	2,2	2,2	2,3	2,2	2,4
Timişoara	2,0	2,2	2,4	2,6	2,3	2,2	2,2	2,2	1,8	1,8	1,8	2,0	2,0
Turnu Severin	1,4	1,8	2,2	2,2	2,0	2,0	2,0	2,0	1,6	1,5	1,4	1,4	1,8
Bucureşti	2,2	2,3	2,4	2,4	2,0	1,5	1,4	1,5	1,5	1,8	2,0	2,0	2,0
Brăila	3,1	3,1	3,2	3,2	2,9	2,9	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,6	2,8
Constanţa	4,7	4,3	4,0	3,6	3,4	3,4	3,4	3,4	3,8	4,0	4,3	4,5	4,0
Roman	2,2	2,2	2,3	2,4	2,2	1,8	1,6	1,5	1,6	1,5	1,8	1,6	1,8

Tabelul II.16 (continuare)

Localitatea	LUNILE: I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	X	XII	ANUAL
						Numărul de zile cu oraje							
Vîrfu Omu	—	0,1	0,1	0,7	4,0	8,0	7,7	5,1	1,8	—	—	—	27,5
Predeal	—	—	0,2	1,0	6,6	9,1	8,4	6,2	2,1	0,2	0,1	—	33,9
Cluj	—	0,1	—	1,1	6,3	7,8	5,9	5,8	1,9	—	—	—	28,9
Tîrgu Mureş	—	0,1	0,1	1,6	6,6	6,4	6,5	4,1	1,8	0,1	—	—	27,3
Braşov	0,1	0,1	0,1	1,3	5,8	7,2	5,9	5,0	1,9	0,1	—	—	27,5
Alba Iulia	—	—	—	1,4	5,3	6,7	6,8	5,4	1,6	0,1	—	—	27,3
Oradea	—	—	0,1	1,3	2,5	5,4	4,4	3,3	0,9	0,2	—	—	18,1
Timişoara	—	0,2	0,2	2,0	4,2	5,3	5,3	3,5	0,7	0,2	—	—	21,6
Turnu Severin	—	0,1	0,2	2,0	6,1	6,5	5,5	3,0	1,5	0,1	0,1	—	25,1
Craiova	—	0,1	0,2	1,2	4,5	7,1	5,6	3,2	1,3	0,1	0,2	—	23,5
Piteşti	—	0,1	0,2	1,7	6,8	7,5	4,6	5,0	1,6	0,2	—	—	27,7
Ploieşti	—	—	0,1	0,6	5,5	6,1	5,0	3,7	1,2	0,2	0,1	—	22,5
Bucureşti	—	—	0,3	0,8	5,7	6,1	3,6	3,1	1,1	0,1	0,2	0,1	21,1
Constanţa	—	0,1	0,2	0,4	3,7	4,2	2,8	2,5	1,3	0,2	—	—	15,4
Sulina	—	0,1	—	0,1	0,8	0,7	0,9	0,4	0,2	—	—	—	3,2
Galaţi	—	—	0,1	0,3	4,5	5,6	3,7	2,9	1,1	0,1	—	—	18,3
Bacău	—	—	—	0,8	5,4	6,8	7,2	6,1	2,3	0,6	—	—	29,2
Iaşi	—	—	0,1	0,4	6,4	5,9	5,1	3,5	1,7	0,2	—	—	23,3
Botoşani	—	—	0,1	1,1	4,6	6,2	5,6	4,2	1,8	0,2	—	—	23,8
Cîmpulung Moldovenesc	—	—	—	1,1	5,4	7,5	7,0	6,4	1,8	0,1	—	—	29,3

2.2. TIPURI DE CLIMĂ

În clasificarea climatelor, nu toate elementele meteorologice au importanţă egală. Astfel, acelea care se referă la starea optică, acustică şi elastică a aerului au o importanţă redusă în comparaţie cu : radiaţia solară, temperatura, umiditatea, precipitaţiile vîntul şi nebulozitatea. Cu cît se iau în considerare mai multe elemente meteorologice, cu atît se pot diferenţia mai multe climate. Chiar dacă s-ar lua în considerare numai două elemente, temperatura şi precipitaţiile, cu variaţiile lor posibile, există un număr foarte mare de combinaţii ale acestor elemente, caracterizînd un număr tot atît de mare de tipuri climatice. Numai cu aceşti doi factori s-ar putea ajunge la concluzia că *fiecare punct de pe glob are clima sa.*

S-au elaborat pînă acum multe clasificări ale climei pe ipoteze simplificatoare şi se menţionează cea mai recentă, care se poate rezuma astfel :

A) *Climate tropicale umede*
1) Tropical umed (teritorii împădurite) ;
2) Tropical umed cu un sezon uscat (savane) ;

B) *Climate uscate*
3) Semiaride sau stepă (stepă tropicală şi subtropicală, stepă de latitudine mijlocie ;
4) Arid sau deşert (deşert tropical şi subtropical, deşert de latitudine mijlocie) ;

C) *Climate mezotermice umede*
5) Subtropical uscat vara ;
6) Subtropical umed cu vară caldă ;
7) Maritim cu vară rece ;

D) *Climate microtermice*
8) Continental umed cu vară caldă ;
9) Continental umed cu vară rece ;
10) Subarctic ;

E) *Climate polare*
11) Tundră ;
12) Margine de gheţari ;

H) *Climatul înălţimilor*
13) Climat de munte tropical ;
14) Climat de munte temperat.

2.3. MACRO, MEZO ŞI MICROCLIMATUL

Clima întregului glob terestru, a unei mari regiuni sau a unui continent, mai este denumită şi *macroclimat.* Macroclimatul cuprinde deci mai multe tipuri climatice.

Clima unei regiuni naturale de mică extindere cum ar fi : o vale, o pădure, un cîmp agricol, un bazin hidrografic etc. se numeşte şi *mezoclimat.* Din punctul de vedere al scării de extindere, mezoclimatul este intermediar între macroclimat şi *microclimat,* care reprezintă structura climatică fină (de amănunt) a unui strat de aer atmosferic adiacent la o suprafaţă determinată (cum ar fi : parcul unui oraş, magazinele publice, incintele unei uzine etc.).

Din punct de vedere hidrologic şi hidrotehnic interesează mezo - şi microclimatul din diferitele bazine hidrografice ale unui teritoriu, întrucît viaţa unui rîu este strîns

legată de climatul şi variaţiile climatice din bazinul respectiv. În condiţiile ţării noastre, cu variaţii de altitudine cuprinse între 0 şi 2 500 m, climatul bazinelor este divizat foarte diferit pe etaje, întrucît climatul înălţimilor este compus dintr-o gamă de aspecte care trece de la climatul analog celui polar pînă la cel de stepă.

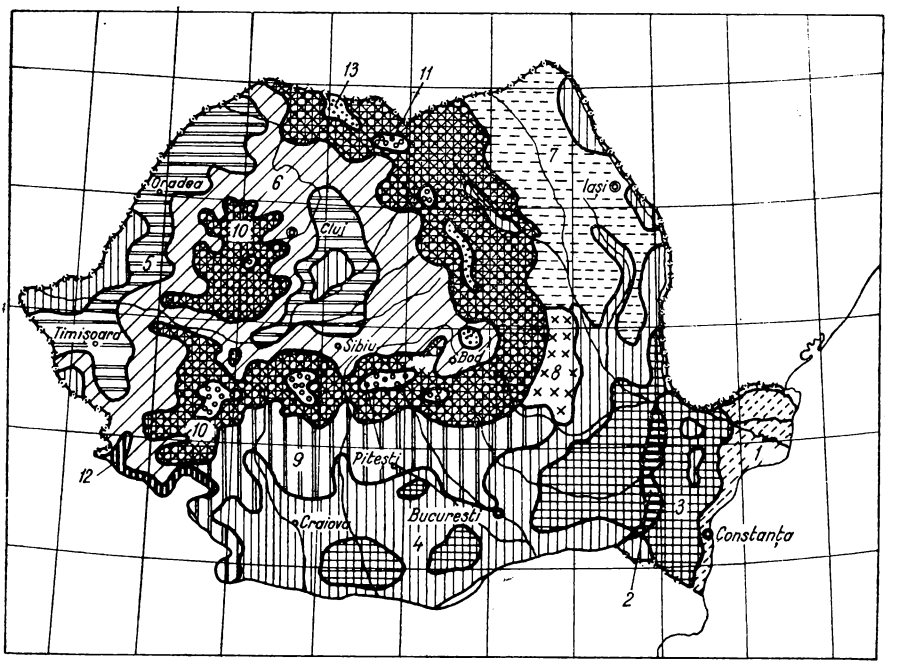


Fig. II.38. Climatele Republicii Socialiste România:

1 — climat costier, cu brize, semiuscat cu U% mare. Precipitaţii sub 50 mm lunar; *2* — climat de bălţi semiuscat cu U% mare. Precip. sub 50 mm lunar; *3* — climat de stepă cu ploi rare şi nesigure. Secete frecvente. Precipitaţii sub 60 mm lunar; *4* — climat de stepă semiumedă cu o perioadă secetoasă vara. Precipitaţii sub 75 mm lunar; *5* — climat de stepă umedă fără perioadă secetoasă vara. Precipitaţii sub 85 mm lunar; *6* — climat de deal umed cu vară rece. Precipitaţii sub 100 mm lunar; *7* — climat de deal umed cu vară caldă. Precipitaţii sub 100 mm lunar; *8* — climat de deal semiumed cu vară caldă. Precipitaţii sub 75 mm lunar; *9* — climat de deal umed cu vară caldă şi uscată la sfîrşitul ei; Precipitaţii sub 100 mm lunar; *10* — climat de munte ploios. Vară rece. Precipitaţii sub 125 mm lunar; *11* — climat de munte alpin, ploios cu ninsori posibile în tot cursul anului. Precipitaţii pînă la 180 mm lunar; *12* — climat de defileu semiploios, vîntos cu U% mare. Precipitaţii sub 110 mm lunar; *13* — climat de depresiuni intramontane semiploioase cu ierni aspre şi lungi. Precipitaţii sub 110 mm lunar; U% umiditatea relativă.

2.4. RAIONAREA CLIMATOLOGICĂ A REPUBLICII SOCIALISTE ROMÂNIA

Republica Socialistă România se găseşte în macroclimatul mezotermic continental variabil al Europei şi se caracterizează după cum urmează în continuare:

Temperaturi medii anuale cuprinse între 8 şi 11°C (exceptînd zona de munte) şi cu amplitudine medie, între vară şi iarnă, de 22 — 26°C; amplitudinea maximă absolută este de 83°C.

Precipitaţiile care cad în tot cursul anului, fiind mai abundente în lunile mai — iunie şi slabe în lunile ianuarie — februarie, cînd iau formă de ninsoare. Cantităţile medii anuale sînt de: 794 mm în zona de munte, 665 mm în cea de deal şi 645 mm în regiunea de cîmpie. Media pe ţară este de 638 mm, iar extremele pe teritoriu fiind de 1 350 mm în zona alpină a Carpaţilor şi 350 mm în unele zone din Dobrogea. Numărul zilelor cu precipitaţii variază între 58 în unele puncte din Dobrogea şi 154 la Baia Mare. Numărul zilelor cu ninsoare oscilează între 42 în regiunea de munte şi 9 pe litoralul sudic. Durata stratului de zăpadă este de 220 zile în zona alpină şi 20 zile în sudul Dobrogei. Ploile cu caracter torenţial sînt frecvente numai în anotimpul cald şi cea mai mare cantitate de apă dată de o astfel de ploaie a fost de 205 mm. În decurs de 24 h s-au înregistrat pînă la 691 mm.

Nebulozitatea mijlocie anuală este de 50 la 60% (sau 5-6 zecimi) şi ea este accentuată iarna şi redusă la sfîrşitul verii şi începutul toamnei. Durata de strălucire a soarelui, faţă de durata posibilă, este de 32% pe vîrfurile Carpaţilor şi 51% pe Litoral.

Umiditatea relativă anuală este cuprinsă între 63 şi 80%, fiind iarna peste 80%, iar vara sub 70%.

Vîntul predominant este cel de nord în Moldova şi Dobrogea, cel de vest şi cel de est în cîmpia Dunării, cel de sud-vest în Ardeal şi cel de nord-vest în regiunea de munte.

Climatul temperat (mezotermic) al României se spune că este variabil pentru că prezintă o gamă de aspecte cuprinse între aspectul polar, iarna, cînd totul este acoperit cu zăpadă; aspectul subtropical — umed, primăvara, cînd se înregistrează marile ploi şi frecvente orajii; aspectul tropical, vara cînd începe regimul secetos şi aspectul subpolar, toamna, cînd încep ploile mărunte şi reci însoţite de ceţuri.

În harta din fig. II.38 sînt schiţate principalele zone subclimatice ale ţării noastre, delimitate după un indice pluviometric dedus din cantităţile medii de apă şi numărul de zile cu precipitaţii.

3. TEMPERATURA SOLULUI ŞI A APELOR

3.1. TEMPERATURA SOLULUI

Temperaturile observate la diferite adîncimi ale solului formează ceea ce se numeşte temperatura solului. Sursele de energie calorică ale solului sînt:

— energia solară;
— căldura degajată de reacţiile biochimice exoterme, datorite microorganismelor;
— căldura interioară terestră;
— căldura de umectare;
— energia atomică degajată de elementele radioactive din sol şi subsol.

Principala sursă calorică este radiaţia solară şi temperatura solului variază cu capacitatea de absorbţie a radiaţiilor solare. Această proprietate a solurilor de a absorbi şi reţine căldura solară variază invers cu capacitatea de radiaţie a căldurii. Aceste caracteristici se exprimă prin raportul A/E, în care A este energia reflectată de sol, iar E

energia radiației solare ce cade pe sol. Acest raport este numit *albedo* și variază între 2% pentru corpul negru, sol închis, gudron și 90% pentru zăpada proaspăt căzută. Albedoul diferitelor soluri este următorul: sol nisipos sărăturat 40%, nisip uscat și argilă 25%, cîmp cu cereale 20%, pădure de foioase 15%, cîmp cu iarbă, loess, cernoziom uscat 15%, sol arat uscat 10% și pădure de brad deasă 5%.

Temperatura solului depinde de culoarea lui, de gradul de umiditate, de forma terenului, de structura lui, de pătura vegetală vie precum și de pătura vegetală moartă. În general, în sol, temperaturile diferitelor straturi tind a se egala. În cazul advecțiilor reci de aer deasupra solului, temperatura crește cu adîncimea, pe cînd în cazul advecțiilor calde, scade cu adîncimea. Întrucît conductibilitatea termică a solului este mai mică decît a aerului, solul se încălzește și se răcește mai greu decît acesta, iar între maximele și minimele de temperatură din aer și cele din sol există un decalaj ce se mărește cu adîncimea. În zona temperată, deci în condițiile țării noastre, temperatura în sol are o *variație zilnică* numai pînă la circa 100 cm adîncime. *Variația anuală* se observă pînă la 30 m adîncime. Toamna, solul se răcește mult mai greu decît aerul, iar primăvara se încălzește mult mai încet și aceasta cu atît mai mult cu cît solul este mai turbos și mai ud.

În anotimpul rece, solurile cele mai calde sînt cele de humus, urmate de cele lutoase, iar cele mai reci sînt calcarele și nisipul de cuarț. În anotimpul de primăvară fenomenele se produc invers. Vara, cele mai calde soluri sînt cele formate din nisipuri de cuarț, urmate de humus, calcare și luturi. Iarna, sub strat gros de zăpadă, solurile nu îngheață primăvara, prin topirea zăpezii și infiltrarea apei rezultată în sol, temperatura nu crește proporțional cu creșterea temperaturii din aer. Cu cît solul păstrează mai mult zăpada, cu atît se încălzește mai încet primăvara; pădurea oferă un astfel de exemplu.

Solurile acoperite de păduri sau de vegetație primesc o cantitate mai mică de căldură și au temperaturi mai coborîte decît solurile libere, de asemenea variațiile de temperatură din aceste soluri au amplitudini mici.

3.2. TEMPERATURA APEI

Apa ocupă 71% din suprafața terestră și reprezintă prin aceasta cel mai mare receptor al radiației solare. Căldura specifică, ridicată a apei, face ca ea să fie principalul acumulator al energiei solare. Dacă nu ar exista procesul de evaporare, temperatura apei oceanice ar crește neîncetat. Apa se răcește însă prin evaporare, deoarece se consumă 600 cal la evaporarea fiecărui gram de apă; apa se mai răcește prin formarea curenților convectivi de aer, care ascensionează în păturile mai înalte ale atmosferii luînd cu ei și din căldura apei; de asemenea, apa se răcește prin deplasările aerului rece peste suprafața ei, absorbind o bună parte din căldura straturilor superficiale ale apei.

Variațiile temperaturii apei de la suprafața oceanelor, mărilor și lacurilor întinse sînt puțin accentuate în comparație cu cele ale aerului. Astfel, variația anuală de temperatură a acestor ape de suprafață este de 2 — 3°C în jurul ecuatorului și de 5 — 6°C în zone temperate. Cea mai ridicată temperatură observată a fost de + 32° C în marea Roșie și golful Persic, iar cea mai scăzută de — 3,6°C în apele Arcticei (numai apa pură îngheață la zero grade; cu cît apa conține mai multe săruri dizolvate cu atît îngheață la temperaturi mai scăzute și un exemplu îl oferă Sava, cu ape bogate în săruri minerale și care îngheață mult mai greu decît Dunărea). Temperatura apei de pe suprafață este considerabil modificată de diferiții curenți marini permanenți, sezonieri sau produși accidental de formațiile ciclonice și anticiclonice.

Temperatura scade cu adîncimea destul de repede pînă la 1 000 m unde este de 4 — 5°C, apoi scade lent pînă la fund unde se întîlnesc temperaturi de la 0°C pînă la + 2°C în mările ecuatoriale şi de 0° pînă la — 2°C în mările ce comunică cu oceanele polare. În mările polare temperatura este mai scăzută la suprafaţă decît în adîncime. Valoarea temperaturii variază cu salinitatea apei şi este în general mai ridicată în preajma plajelor de litoral şi în a doua jumătate a anotimpului cald.

Temperatura apelor curgătoare variază în lungul unui bazin în funcţie de latitudine şi altitudine; variază cu expoziţia versantului şi cu temperatura diferitelor izvoare care alimentează bazinul. Temperatura apei va fi cu atît mai coborîtă, cu cît rîul este mai nordic, altitudinea mai ridicată, panta de scurgere orientată mai spre nord sau mai ferită de razele directe ale soarelui, şi cu cît izvoarele vîn mai din adîncime sau pe pante mai abrupte. Temperatura apelor din rîuri are un maxim diurn, după producerea maximului din aer şi un minim la ora răsăritului de soare. Temperatura apei are, de asemenea, un maxim vara şi un minim iarna. În general, temperaturile sînt mai ridicate la marginile albiei şi mai coborîte pe firul central al văii. Vara, temperaturile sînt mai coborîte pe porţiunile împădurite ale bazinului şi mai ridicate pe porţiunile de şes arid. Ploile, ninsorile, căderile de grindină şi sloiurile coboară temperatura apei. Regimurile atmosferice uscate şi cu mare număr de zile senine determină o creştere accentuată a temperaturii apei. Vara temperatura scade cu adîncimea, iar iarna creşte. Comparat cu aerul, apele se încălzesc şi se răcesc mult mai încet. În anotimpul rece, temperatura aerului trebuie să se menţină mai multe zile sub zero grade pentru ca apa rîurilor să îngheţe. Cu cît apele conţin mai multe suspensii de culoare închisă, cu atît ele se încălzesc mai repede şi cu atît îngheaţă mai greu.

BIBLIOGRAFIE

Secţiunea II, Meteorologie

1. Rodhe, B. *The concentration of liquid water in the atmosphere.* Uppsala, Almquist & Wiksells Boktrickeri AB, 1966.
2. Defrise, P. & Stessel J. P. *Aplications du calcul tensoriel en meteorologie.* Uccle-Bruxelles, Institut Royal Météorologique de Belgique, 1966
3. Wallen, Dr. C. C. *Aridity definitions as seen by a climatologist.* Stockholm, Comission for Climatology of WMO, 1965.
4. Eriksson, B. A. *Climatological study of persistency and probability of precipitation.* Uppsala; Almqvist & Wiksells Boktryckeri AB, 1965.
5. Cantzalaar, G. L. *Your guide to the weather.* Toronto. Barnes Noble, & 1964.
6. Loebssack, Th. *Our Atmosphere,* New York, Mentor, 1961.
7. Bucur, G., Topor, N. şi Moşoiu V. *Ghid sinoptic.* Bucureşti, C.S.A. Institutul Meteorologic, 1966.
8. Topor, N., Moşoiu, V. şi Vancea, N. *Meteorologie aeronautică.* Bucureşti, Editura Medicală, 1967.
9. Topor N. *Se schimbă clima?* Bucureşti, Editura Ştiinţifică, 1967.
10. Topor, N. *Ani ploioşi şi ani secetoşi.* Bucureşti, C.S.A. Institutul Meteorologic, 1964.

SECȚIUNEA III

HIDRAULICA

Acad. prof. dr. doc. ing. **D. Dumitrescu**
Conf. dr. ing. **C. Iamandi**

CUPRINS

Introducere (Acad. prof. dr. doc. ing. D. Dumitrescu şi Conf. dr. ing. C. Iamandi) 121

1. Noţiuni fundamentale şi ecuaţii generale (Acad. prof. dr. doc. ing. D. Dumitrescu şi Conf. dr. ing. C. Iamandi) 121

1.1. Noţiuni fundamentale 121
1.2. Ecuaţii fundamentale 123

2. Hidrostatica (Acad. prof. dr. doc. ing. D. Dumitrescu şi Conf. dr. ing. C. Iamandi). 134

2.1. Starea de tensiuni la un fluid în repaus 134
2.2. Condiţii de repaus ale fluidelor 134
2.3. Presiunea lichidelor pe pereţi 136
2.4. Echilibrul corpurilor cufundate într-un lichid 146
2.5. Echilibrul relativ 149
2.6. Calculul eforturilor în pereţii rezervoarelor supuse presiunii fluidelor . 152

3. Hidrodinamica generală (Acad. prof. dr. doc. ing. D. Dumitrescu şi Conf. dr. ing. C. Iamandi) 155

3.1. Elemente ale mişcării. Clasificarea mişcărilor 155
3.2. Hidrodinamica lichidelor perfecte 157
3.3. Mişcări potenţiale 159
3.4. Hidrodinamica lichidelor reale 174

4. Forţele hidrodinamice (Acad. prof. dr. doc. ing. D. Dumitrescu şi Conf. dr. ing. C. Iamandi) 187

4.1. Calculul acţiunii şi reacţiunii 187
4.2. Rezistenţa la înaintare a navelor 192
4.3. Acţiunea vîntului asupra construcţiilor. 193

5. Calculul sistemelor hidraulice sub presiune (Acad. prof. dr. doc. ing. D. Dumitrescu şi Conf. dr. ing. C. Iamandi) 193

5.1. Calculul sistemelor hidraulice sub presiune cu mişcare permanentă . . 193
5.2. Calculul sistemelor hidraulice sub presiune cu mişcare nepermanentă . 211

6. Mişcarea oscilatorie a apei în castelele de echilibru (Acad. prof. dr. doc. D. Dumitrescu şi Conf. dr. ing. C. Iamandi) 220

6.1. Stabilirea ecuațiilor mișcării într-un castel de echilibru cilindric . . . 222
6.2. Calculul practic al oscilațiilor . . . 224
6.3. Stabilitatea castelului de echilibru . . . 224

7. Calculul sistemelor hidraulice cu suprafața liberă (Acad. prof. dr. doc. ing. D. Dumitrescu și Conf. dr. ing. C. Iamandi) . . . 225

7.1. Curgeri permanente cu suprafața liberă . . . 225
7.2. Curgeri nepermanente cu suprafața liberă . . . 236
7.3. Deversori . . . 239

8. Mișcarea apei subterane (Acad. prof. dr. doc. ing. D. Dumitrescu și Conf. dr. ing. C. Iamandi) . . . 246

8.1. Generalități . . . 246
8.2. Modelul infiltrației . . . 247
8.3. Legea lui Darcy . . . 249
8.4. Determinarea coeficientului de permeabilitate . . . 251
8.5. Ecuațiile de mișcare a apei subterane . . . 254
8.6. Mișcarea permanentă a apei subterane către puțuri . . . 257
8.7. Mișcarea plană permanentă a apei subterane . . . 261
8.8. Mișcarea apei subterane spre drenuri . . . 264

9. Mișcarea aluviunilor (Acad. prof. dr. doc. ing. D. Dumitrescu și Conf. dr. ing. C. Iamandi) . . . 267

9.1. Generalități . . . 267
9.2. Ecuațiile de mișcare a particulei aluvionare . . . 267
9.3. Mișcarea în masă a aluviunilor . . . 271

10. Similitudine (Acad. prof. dr. doc. ing. D. Dumitrescu și Conf. dr. ing. C. Iamandi) . . . 273
10.1. Generalități . . . 273
10.2. Criterii de similitudine . . . 274
Bibliografie . . . 278

INTRODUCERE

Prin hidraulică se înțelege disciplina care studiază repausul și mișcarea corpurilor fluide (lichide și gaze) în scopul rezolvării problemelor inginerești. Ea folosește metodele și rezultatele mecanicii fluidelor, adaptîndu-le nevoilor practice, precum și metode specifice (valoarea medie, modelarea hidraulică, coeficienții experimentali, reducerea majorității fenomenelor studiate la schema curentului unidimensional).

Mecanica fluidelor este o ramură a mecanicii mediilor continue care studiază echilibrul și mișcarea corpurilor fluide și interacțiunea lor cu corpurile solide. O parte a acesteia, poartă denumirea de *hidromecanică* care cuprinde numai mecanica lichidelor și care nu trebuie confundată cu hidraulica. Aceasta deoarece deși denumirea de hidraulică ar putea indica preocupări legate numai de apă (respectiv de lichide) ea privește și unele fenomene ale gazelor ce se produc cu viteze și presiuni limitate.

1. NOȚIUNI FUNDAMENTALE ȘI ECUAȚII GENERALE

1.1. NOȚIUNI FUNDAMENTALE

1.1.1. Sisteme de reprezentare. Pentru studiul fenomenelor hidraulice se folosesc două sisteme de reprezentare, importante pentru problemele de mișcare ale unui fluid :

1.1.1.1. *Sistemul de reprezentare Euler.* Acesta este sistemul de reprezentare a mișcării fluidelor în care parametrii fenomenului (u, p etc.) se exprimă ca funcții de punct și de timp prin cîmpurile tensoriale, vectoriale sau scalare corespunzătoare. Variabilele Euler sînt viteza locală u, timpul t și coordonatele spațiale x, y, z, legătura între acestea fiind exprimată prin relația :

$$\vec{u} = \vec{u}(x, y, z, t). \tag{III.1}$$

În acest sistem vitezele sînt derivatele totale ale spațiului reprezentate scalar prin componentele:

$$u_x = \frac{dx}{dt}; \qquad u_y = \frac{dy}{dt}; \qquad u_z = \frac{dz}{dt}, \tag{III.2}$$

iar acceleraţiile sînt date de derivatele totale ale vitezei sub forma cunoscută :

$$a_x = \frac{du_x}{dt} = \frac{\partial u_x}{\partial t} + u_x \frac{\partial u_x}{\partial x} + u_y \frac{\partial u_x}{\partial y} + u_z \frac{\partial u_x}{\partial z};$$

$$a_y = \frac{du_y}{dt} = \frac{\partial u_y}{\partial t} + u_x \frac{\partial u_y}{\partial x} + u_y \frac{\partial u_y}{\partial y} + u_z \frac{\partial u_y}{\partial z}; \qquad \text{(III.3)}$$

$$a_z = \frac{du_z}{dt} = \frac{\partial u_z}{\partial t} + u_x \frac{\partial u_z}{\partial x} + u_y \frac{\partial u_z}{\partial y} + u_z \frac{\partial u_z}{\partial z}.$$

Sistemul de reprezentare Euler este folosit în marea majoritate a problemelor tratate.

1.1.1.2. *Sistemul de reprezentare Lagrange.* Sistemul de reprezentare Lagrange este sistemul de reprezentare a mişcării fluidului prin exprimarea parametrilor de mişcare a particulelor în funcţie de variabilele Lagrange care sînt : coordonatele particulei în mişcare x, y, z, parametrii ei de identificare la momentul iniţial a, b, c şi timpul t. Legătura între variabile va fi exprimată prin relaţiile :

$$x = f_1(a, b, c, t); \quad y = f_2(a, b, c, t); \quad z = f_3(a, b, c, t), \qquad \text{(III.4)}$$

iar vitezele şi acceleraţiile se obţin prin derivarea parţială a funcţiilor f deoarece pentru o traiectorie dată parametrii de identificare sînt constanţi şi deci mişcarea depinde numai de t. Se poate scrie astfel :

$$u_x = \frac{\partial x}{\partial t}, \quad u_y = \frac{\partial y}{\partial t}, \quad u_z = \frac{\partial z}{\partial t};$$

$$\text{(III.5)}$$

$$a_x = \frac{\partial u_x}{\partial t}, \quad a_y = \frac{\partial u_y}{\partial t}, \quad a_z = \frac{\partial u_z}{\partial t}.$$

1.1.2. **Particula fluidă — modelul de fluid.** În tratarea problemelor de repaus sau mişcare se folosesc deseori noţiunile de particulă fluidă şi de model de fluid pe care le vom preciza în cele ce urmează.

1.1.2.1. *Particula fluidă.* Particula fluidă este o porţiune de fluid, de dimensiuni suficient de mici pentru a permite cu suficientă exactitate, aplicarea calculului diferenţial şi îndeajuns de mari pentru a păstra caracteristicile modelului de mediu continuu.

1.1.2.2. *Modelul de fluid.* Modelul de calcul al fluidelor folosit în hidraulică şi mecanica fluidelor, în care se face abstracţie de structura discontinuă a materiei asimilînd fluidul cu un mediu continuu se numeşte model fluid. Modelului de fluid i se atribuie proprietăţile macroscopice ale fluidului real, reprezentate prin funcţii de punct presupunînd că sînt continuu distribuite în domeniul ocupat de fluid.

Practica cu complexele ei fenomene ridică probleme foarte grele din punctul de vedere al rezolvării teoretice. Aceasta a impus folosirea curentă a modelelor de calcul, dintre care se amintesc:

Fluidul newtonian (modelul Newton), modelul de fluid care dezvoltă rezistențe tangențiale după legea lui Newton.

Fluidul perfect (modelul Euler), modelul de fluid lipsit de viscozitate.

Fluidul fără greutate, modelul de fluid lipsit de greutate.

Fluidul incompresibil, modelul de fluid la care volumul unei mase determinate de fluid nu se schimbă.

Hidraulica folosește și modele fizice de care însă se va aminti mai tîrziu în partea privind modelarea hidraulică.

1.2. ECUAȚII GENERALE

1.2.1. Mișcarea unei particule fluide. În mișcarea unui mediu continuu deformabil, mișcarea unei particule se compune din: o mișcare de translație, o mișcare de rotație și o mișcare de deformație unghiulară și liniară, așa cum este schematic arătat în fig. (III.1). În acest caz viteza totală va fi o rezultantă a vitezelor mișcărilor amintite și va avea componentele:

$$\begin{aligned} U_x &= u_x + w_y\,dz - w_z\,dy + a dx + h dy + g\,dz; \\ U_y &= u_y + w_z\,dx - w_x\,dz + h dx + b dy + f dz \\ U_z &= u_z + w_x dy - w_y\,dx + g\,dx + f dy + c dz. \end{aligned} \tag{III.6}$$

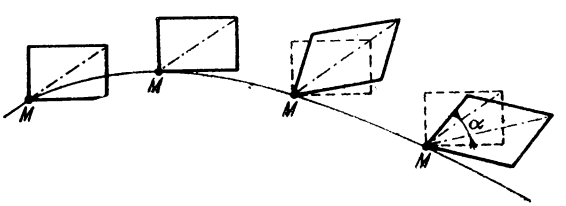


Fig. III.1. Deformația unei particule fluide.

Semnificația notațiilor folosite este următoarea:

U_x, U_y, U_z	sînt componentele vitezei rezultante;
u_x, u_y, u_z	— componentele vitezei de translație;
$(w_y\,dz - w_z\,dy)$ și analogii lor	— componentele vitezei de rotație a întregii particule în jurul axei vectorului vîrtej;
$a dx$, $b dy$, $c dz_z$	— vitezele de deformații liniare în lungul muchiilor particulei;
$(h dy + g dz)$ și analogii lor	— vitezele de deformații unghiulare în jurul muchiilor.

În aceste notații au fost folosite expresiile deformațiilor și rotațiilor care se vor preciza în cele ce urmează. Pentru aceasta se consideră o particulă fluidă ca în fig. III.2, la care se vor urmări rotațiile și deformațiile pentru una din fețe, pentru celelalte fețe, problema fiind analogă.

Cu notațiile din fig. III.2 se pot stabili deformațiile liniare și unghiulare arătate pentru una din fețele paralelipipedului în fig. III.3. Astfel, după direcția *oy*, variația vitezei între punctele *M* și *B* înmulțită cu unitatea de timp va indica tocmai deformația

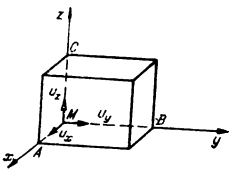


Fig. III.2. Particula fluidă considerată în calcul.

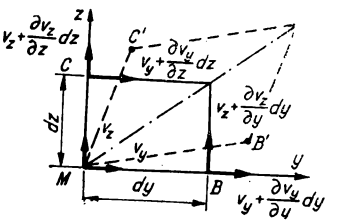


Fig. III.3. Vedere laterală a unei particule fluide deformate.

particulei după această direcție. Această deformație liniară realizîndu-se în unitatea de timp este tocmai viteza de deformație liniară a elementului de lungime dx. Deformația specifică și respectiv viteza de deformație liniară proporțională, se obține prin împărțirea acesteia la lungimea respectivă și va fi pentru cele trei direcții:

$$a = \frac{\partial u_x}{\partial x}; \quad b = \frac{\partial u_y}{\partial y}; \quad c = \frac{\partial u_z}{\partial z}. \tag{III.7}$$

Suma acestor deformații liniare indică deformația volumică specifică a particulei considerate.

Deformațiile unghiulare ale particulei sînt exprimate prin deformațiile unghiurilor drepte ale fețelor, în particular a feței prezentate în fig. III.3, pentru care deformația va fi:

$$\frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial z}. \tag{III.8}$$

În relația vitezei (III.6) coeficienții f, g, h, au valorile:

$$f = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial z}\right); \quad g = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x}\right); \quad h = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y}\right). \tag{III.9}$$

Rotația particulei se produce în jurul unui ax instantaneu de rotație ce trece prin originea axelor M (fig. III.2) și este exprimată prin vectorul $\vec{w}$ ale cărui componente sînt :

$$w_x = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_z}{\partial y} - \frac{\partial u_y}{\partial z}\right); \quad w_y = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_x}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial x}\right); \quad z = \frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_y}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial y}\right). \tag{III.10}$$

Reiese deci, că rotația particulei în jurul unei axe (exemplu rotația în jurul axei oy conform fig. III.3) se calculează ca medie a vitezelor de rotație ale punctelor situate pe fața perpendiculară pe axa considerată.

Se amintește aici că între vectorul $\vec{w}$ și rotorul vitezei $\vec{u}(u_x, u_y, u_z)$ există relația :

$$\vec{\Omega} = \text{rot}\ \vec{u} = 2\vec{w}. \tag{III.11}$$

1.2.2. Ecuația de continuitate. Exprimarea principiului conservării masei va conduce în cazul de față la ecuația de continuitate.

Se consideră în spațiul $xoyz$ ocupat de un fluid în mișcare o suprafață în repaus, care pentru ușurința tratării matematice se consideră suprafața laterală a unui paralelipiped (fig. III.4). Exprimarea principiului amintit se face prin egalarea diferenței maselor intrate și ieșite din suprafața considerată în intervalul de timp dt cu variația masei în interiorul aceleiași suprafețe în același interval de timp.

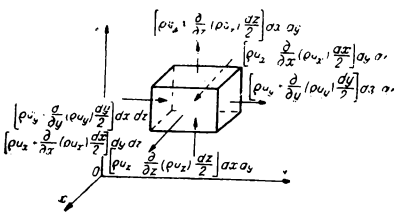


Fig. III.4. Suprafața de control folosită pentru stabilirea ecuației de continuitate.

Pentru cazul general al fluidului compresibil în mișcare nepermanentă ecuația de continuitate este :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x}(\rho u_x) + \frac{\partial}{\partial y}(\rho u_y) + \frac{\partial}{\partial z}(\rho u_z) = 0, \tag{III.12}$$

sau scrisă sub altă formă :

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \text{div}(\rho \vec{u}) = 0. \tag{III.13}$$

Dacă mişcarea este permanentă, respectiv nu depinde de timp, derivata în raport cu acesta va fi nulă şi ecuaţia de continuitate va fi:

$$\operatorname{div}(\rho \vec{u}) = 0. \tag{III.14}$$

Pentru cazul în care fluidul este şi incompresibil (cazul obişnuit al hidraulicii) ecuaţia de continuitate se reduce la forma:

$$\operatorname{div} \vec{u} = 0. \tag{III.15}$$

Deci, pentru un fluid incompresibil în mişcare permanentă pentru care $\rho = \text{const.}$, conservarea masei se reduce practic la conservarea volumului; ecuaţia (III.15) reprezentînd o condiţie de deformaţie nulă.

1.2.3. Starea de tensiune a unui fluid. Un fluid în repaus sau mişcare se poate caracteriza prin starea sa de tensiune prin care se înţelege starea de solicitare interioară, produsă prin interacţiunea particulelor. Starea de tensiune într-un punct al fluidului se poate determina cu ajutorul tuturor eforturilor unitare definite în raport cu acel punct.

Pentru precizare se consideră separat din masa de fluid un element diferenţial de forma unui tetraedru (fig. III.5) care se va găsi în echilibru sub acţiunea forţelor exterioare masice şi de legătură. Forţa masică va fi egală cu $\vec{f}\,\rho\frac{1}{6}\,dx\,dy\,dz$ în care $\vec{f}(f_x, f_y, f_z)$ este forţa masică unitară (raportată la unitatea de masă) iar forţele de legătură vor fi egale cu $\vec{p}_n\,dA$, în care $\vec{p}_n$ este efortul unitar ce caracterizează starea de tensiune din centru

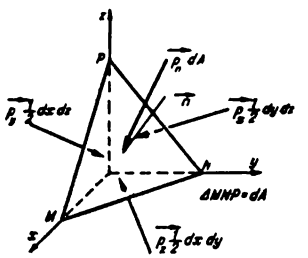


Fig. III. 5. Particulă fluidă considerată în stabilirea stării de tensiune la un fluid.

suprafeţei dA precizată prin vectorul său de orientare $\vec{n}$. Se defineşte această tensiune (efort unitar) prin relaţia:

$$\vec{p}_n = \lim \frac{d\vec{F}}{dA}, \tag{III.16}$$

în care $\vec{dF}$ este forța elementară care reprezintă interacțiunea, dintre particulă și mediul fluid separat prin elementul de suprafață dA. Tensiunea (efortul unitar) $\vec{p_n}$ are componente tangențiale în planul ce cuprinde elementul dA și o componentă după normala la planul respectiv. Tensiunea tangențială se notează cu doi indici din care primul reprezintă indicele fațetei și al doilea indicele direcției, iar sensul pozitiv se definește pe fața care are normala exterioară dirijată după sensul pozitiv al axei. Componenta normală este pozitivă cînd rezultă dintr-un efort de întindere iar sensul se definește pe fața care are normala exterioară în sensul pozitiv al axei. Tensiunea normală se notează de asemenea cu doi indici identici, indicînd direcția (normala la fațeta considerată).

Condiția de echilibru a tetraedrului considerat va fi cu notațiile arătate:

$$\frac{1}{6}(\vec{f} - \vec{a})\,\rho\,dx\cdot dy\,dz + \vec{p_x}\,dA\cos(n,x) + \vec{p_y}\,dA\cos(n,y) +$$

$$+ \vec{p_z}\,dA\cos(n,z) + \vec{p_n}\,dA = 0. \qquad \text{(III 17)}$$

Primul termen este infinit mic de ordin superior și prin neglijarea lui se obține:

$$-\vec{p_n} = \vec{p_x}\cos(n,x) + \vec{p_y}\cos(n,y) + \vec{p_z}\cos(n,z). \qquad \text{(III.18)}$$

Exprimarea scalară a relației (III.18) prin componente după cele trei direcții ale triedrului de referință va fi:

$$\begin{aligned} p_{nx} &= p_{xx}\cos(n,x) + p_{yx}\cos(n,y) + p_{zx}\cos(n,z);\\ p_{ny} &= p_{xy}\cos(n,x) + p_{yy}\cos(n,y) + p_{zy}\cos(n,z);\\ p_{nz} &= p_{xz}\cos(n,x) + p_{yz}\cos(n,y) + p_{zz}\cos(n,z), \end{aligned} \qquad \text{(III.19)}$$

iar mărimea tensiunii p_n se calculează cu relația:

$$p_n = \sqrt{p_{nx}^2 + p_{ny}^2 + p_{nz}^2}. \qquad \text{(III.20)}$$

În concluzie, starea de tensiune a unui fluid se poate exprima concis cu ajutorul unei matrice (care cuprinde eforturile unitare) numită *tensorul eforturilor unitare*, de forma:

$$p_n = \begin{pmatrix} p_{xx} & p_{yx} & p_{zx} \\ p_{xy} & p_{yy} & p_{zy} \\ p_{xz} & p_{yz} & p_{zz} \end{pmatrix}. \qquad \text{(III.21)}$$

Este dovedit că matricea se caracterizează prin simetria tensiunilor tangențiale iar suma tensiunilor normale este un invariant. Pentru aceasta s-a convenit a se calcula presiunea ca medie aritmetică a tensiunilor normale luată cu semn schimbat, adică:

$$p = -\frac{1}{3}(p_{xx} + p_{yy} + p_{zz}). \qquad \text{(III.22)}$$

Se precizează că presiunea este astfel o mărime scalară prin care se exprimă gradul de comprimare dat de starea de tensiune într-un punct.

În cazurile particulare în care componentele tangențiale ale tensiunii (tensiunile tangențiale) sînt nule, cazul fluidului în repaus sau cazul fluidului perfect:

$$p_{n0} = \begin{pmatrix} -p & 0 & 0 \\ 0 & -p & 0 \\ 0 & 0 & -p \end{pmatrix}. \tag{III.23}$$

În acest caz componentele normale vor fi egale în jurul unui punct.

Reiese deci, că starea de tensiune în cazul cel mai general al unui fluid real în mișcare, cu gradient de viteză diferit de zero, este formată din suprapunerea a două stări de tensiune exprimată prin:

$$p_n = \begin{pmatrix} p_{xx} & p_{yx} & p_{zx} \\ p_{xy} & p_{yy} & p_{zy} \\ p_{xz} & p_{yz} & p_{zz} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -p & 0 & 0 \\ 0 & -p & 0 \\ 0 & 0 & -p \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} p'_{xx} & p_{yx} & p_{zx} \\ p_{xy} & p'_{yy} & p_{zy} \\ p_{xz} & p_{yz} & p'_{zz} \end{pmatrix}. \tag{III.24}$$

Mărimile p'_{xx}, p'_{yy}, p'_{zz} sînt componentele normale corespunzătoare eforturilor unitare tangențiale conform teoriei elasticității și sînt legate de celelalte mărimi prin relațiile:

$$p'_{xx} = p_{xx} + p,\ p'_{yy} = p_{yy} + p,\ p'_{zz} = p_{zz} + p. \tag{III.25}$$

1.2.4. **Ecuațiile generale de echilibru.** Se consideră cazul cel mai general al unui fluid real compresibil și se scriu ecuațiile de echilibru dinamic. Pentru cazurile fluidului perfect, fluidului incompresibil sau pentru repaus ecuațiile se obțin prin particularizarea ecuațiilor generale care se prezintă în continuare.

Ecuațiile se scriu pentru un punct $M(x, y, z)$ al fluidului, căruia i se ataşază o particulă paralelipipedică cu centrul de greutate în acel punct (fig. III.6). Mărimile caracteristice pentru punctul M sînt $p = p(x, y, z)$, $\vec{u} = \vec{u}(x, y, z)$, $\vec{a} = \vec{a}(x, y, z)$, $\rho = \rho(x, y, z)$. În figură sînt prezentate numai componentele forțelor de legătură paralele cu una din axele de coordonate pentru care se va prezenta în detaliu stabilirea ecuației. Pentru celelalte direcții calculele sînt analoge, iar notațiile folosite sînt cele amintite anterior.

Astfel, pentru direcția *oy* ecuația de echilibru se scrie:

$$\begin{aligned} &\left(p_{xy} + \frac{\partial p_{xy}}{\partial x} \cdot \frac{dx}{2} - p_{xy} + \frac{\partial p_{xy}}{\partial x} \cdot \frac{dx}{2}\right) dydz + \\ &+ \left(p_{yy} + \frac{\partial p_{yy}}{\partial y} \cdot \frac{dy}{2} - p_{yy} + \frac{\partial p_{yy}}{\partial y} \cdot \frac{dy}{2}\right) dxdz + \\ &+ \left(p_{zy} + \frac{\partial p_{zy}}{\partial z} \cdot \frac{dz}{2} - p_{zy} + \frac{\partial p_{zy}}{\partial z} \cdot \frac{dz}{2}\right) dxdy + \\ &+ f_y \rho\, dx\, dy\, dz = a_y\, \rho\, dx\, dy\, dz. \end{aligned} \tag{III.26}$$

După simplificare cu masa fluidului $\rho dxdydz$ (trebuie reținută această simplificare) se obține:

$$a_y = \frac{du_y}{dt} = f_y + \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial p_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial p_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial p_{zy}}{\partial z}\right) = f_y + \frac{1}{\rho}\operatorname{div}\vec{p}_y, \qquad \text{(III.27)}$$

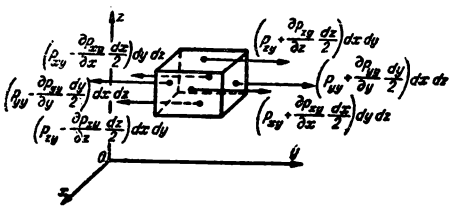


Fig. III. 6. Particula fluidă pentru care se stabilesc ecuațiile generale de echilibru.

care este una din ecuațiile Navier, valabile în general pentru mediile continue.

În continuare, ecuația se particularizează pentru mecanica fluidelor și se folosesc pentru aceasta relațiile prezentate anterior. Astfel, dacă se ține seamă de starea de tensiune (v. § 1.2.3) respectiv de relațiile III.25, se va putea scrie:

$$\frac{du_y}{dt} = f_y - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y} + \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial p_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial p'_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial p_{zy}}{\partial z}\right) \qquad \text{(III.28)}$$

și în continuare se folosesc și relațiile cunoscute care există între deformații și eforturi.

Astfel, cu ajutorul deformațiilor arătate în paragraful 1.2.1, cu ajutorul unor analogii cu teoria elasticității și pe baza relației lui Newton care precizează proprietatea de viscozitate a unui fluid (v. § 1.2.4) se stabilesc pentru axa *oy* următoarele relații:

$$p_{xy} = \mu\left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x}\right); \quad p_{zy} = \mu\left(\frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial z}\right); \qquad \text{(III.29)}$$

$$p'_{yy} = 2\mu\left(\frac{\partial u_y}{\partial y} - \frac{1}{3}\operatorname{div}\vec{u}\right).$$

În expresiile III.29 deformațiile liniare datorită compresibilității au fost evaluate după direcția *oy* cu valoarea $\frac{1}{3}\operatorname{div} u$. Cu relațiile III.29 și pentru μ constant, ecuația III.28 capătă forma:

$$\frac{du_y}{dt} = f_y - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\mu}{\rho}\frac{\partial}{\partial y}\left(2\frac{\partial u_y}{\partial y} - \frac{2}{3}\operatorname{div}\vec{u}\right) + \qquad \text{(III.30)}$$

$$+ \frac{\mu}{\rho}\frac{\partial}{\partial z}\left(\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y}\right) + \frac{\mu}{\rho}\frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x}\right).$$

Dacă se procedează asemănător şi pentru celelalte două direcţii ox şi oz se obţine în final sistemul:

$$\begin{aligned}
\frac{du_x}{dt} &= f_x - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + \nu\Delta u_x + \frac{1}{3}\frac{\mu}{\rho}\frac{\partial}{\partial x}(\operatorname{div}\vec{u});\\
\frac{du_y}{dt} &= f_y - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y} + \nu\Delta u_y + \frac{1}{3}\frac{\mu}{\rho}\frac{\partial}{\partial y}(\operatorname{div}\vec{u});\\
\frac{du_z}{dt} &= f_z - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z} + \nu\Delta u_z + \frac{1}{3}\frac{\mu}{\rho}\frac{\partial}{\partial z}(\operatorname{div}\vec{u}),
\end{aligned} \tag{III.31}$$

în care

$$\Delta = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}.$$

Sistemul precizat are şapte necunoscute u_x, u_y, u_z, p, ρ, μ, T şi pentru rezolvare mai sînt necesare patru ecuaţii şi anume: ecuaţia de continuitate (v. § 1.2.2); ecuaţia de stare fizică; ecuaţia de termodinamică pentru procese adiabatice, cu conservarea energiei calorice şi transferul de căldură; ecuaţia de viscozitate funcţie de temperatură.

Pentru hidrotehnică însă ipoteza fluidului incompresibil este admisă în marea majoritate a problemelor şi sistemul de şapte ecuaţii se reduce la un sistem de patru ecuaţii şi anume: ecuaţia de continuitate sub forma relaţiei (III.15) şi cele trei ecuaţii ale sistemului (III.31) particularizat pentru acest caz sub forma:

$$\begin{aligned}
\frac{du_x}{dt} &= f_x - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + \nu\Delta u_x;\\
\frac{du_y}{dt} &= f_y - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y} + \nu\Delta u_y;\\
\frac{du_z}{dt} &= f_z - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z} + \nu\Delta u_z.
\end{aligned} \tag{III.32}$$

Ecuaţiile sistemului III.32 sînt numite *ecuaţiile Navier — Stokes* şi sînt valabile pentru un fluid real (cu viscozitate) incompresibil în mişcare laminară după cum se va preciza la cap. 3.4.1.

Sistemul III.32 se simplifică în continuare pentru cazul mişcării unui fluid perfect sub forma ecuaţiilor Euler pentru mişcare:

$$\begin{aligned}
\frac{du_x}{dt} &= f_x - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x};\\
\frac{du_y}{dt} &= f_y - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y};\\
\frac{du_z}{dt} &= f_z - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z},
\end{aligned} \tag{III.33}$$

la care pentru rezolvare se adaugă şi ecuaţia de continuitate.

Pentru repaus se va obține din sistemul III.33 sistemul următor:

$$f_x - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} = 0;$$

$$f_y - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y} = 0; \qquad \text{(III.34)}$$

$$f_z - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z} = 0.$$

Ecuațiile acestui sistem sînt ecuațiile Euler pentru statica fluidelor.

1.2.5. **Teoremele impulsului.** Ecuațiile prezentate anterior au fost obținute după cum s-a văzut din condiția ca într-un punct $M(x, y, z)$, fluidul să respecte condițiile locale de echilibru, de continuitate, de stare etc... Cunoaștem însă și condiții globale ce se pot impune și care nu se mai referă la fiecare punct al spațiului ocupat de fluid ci la o porțiune finită a acestuia. Integrarea ecuațiilor de echilibru dinamic pentru această porțiune, stabilește aceste condiții globale de echilibru sub forma teoremei impulsului și a teoremei momentului impulsului.

1.2.5.1. *Teorema impulsului.* Teorema impulsului nu este altceva decît cunoscuta teoremă din mecanică aplicată unei porțiuni de masă m din fluidul în mișcare, scrisă sub forma cea mai generală:

$$\frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}t}\int_m \vec{u}\,\mathrm{d}m = \sum \vec{F}_i. \qquad \text{(III.35)}$$

$\vec{F}_i$ reprezintă forțele exterioare (masice și de legătură) care acționează asupra masei de fluid considerate și $\mathrm{d}m$ este masa elementului diferențial cu volum $\mathrm{d}V$. Se vede că relația (III.35) se obține în general, așa cum s-a menționat prin integrarea ecuației de echilibru dinamic (scrisă sub forma relației (III.26) pentru direcția oy și detaliată în paragraful precedent).

Pentru demonstrarea teoremei se consideră din fluidul în mișcare o porțiune delimitată la un moment dat de o suprafață închisă A, fixă în spațiu numită *suprafața de control* (fig. III.7). Asupra fluidului cuprins în interiorul acestei suprafețe cu volum V acționează următoarele forțe exterioare:

— forța masică $\vec{G} = \int_V \rho \vec{f}\,\mathrm{d}V$;

— forțele de legătură $\vec{P} = \int_A p\vec{n}\,\mathrm{d}A$.

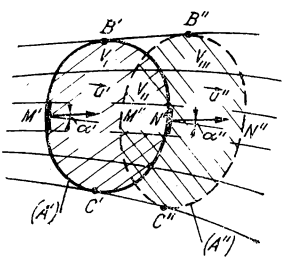


Fig. III.7. Schema de calcul folosită la stabilirea teoremei impulsului.

Pentru calculul variației cantității de mișcare se face întîi observația că în intervalul de timp considerat $\mathrm{d}t$ (în care se calculează variația cantității de mișcare) fluidul cuprins inițial (la momentul t') în interiorul suprafeței de control $M'B'N'C'$ se deplasează în poziția $M''B''N''C''$ (la momentul t''). Apar astfel, pentru calcul trei zone (trei

volume) notate în fig. III.7 cu V_I, V_{II}, V_{III}. Membrul stîng al relației (III.35) se scrie :

$$\frac{d}{dt}\int_m \vec{u}\,dm = \frac{d}{dt}\int_V \vec{u}\,\rho dV = \frac{d\vec{C}}{dt}, \tag{III.36}$$

în care, cu $\vec{C}$ se notează cantitatea de mișcare corespunzătoare volumului V cuprins la momentul inițial în interiorul suprafeței de control.

Variația mărimii $\vec{C}$ în timpul dt, se calculează ca diferență a valorilor. acesteia la sfîrșitul și începutul intervalului de timp considerat, adică :

$$d\vec{C} = \vec{C}'' - \vec{C}' = \int_{V''} \vec{u}''\rho''dV - \int_{V'} \vec{u}'\rho'dV. \tag{III.37}$$

Pentru volumele amintite se scrie în continuare :

$$\vec{C}'' - \vec{C}' = \left(\int_{V_{II}} \vec{u}''\rho''dV + \int_{V_{III}} \vec{u}''\rho''dV\right) - \left(\int_{V_I} \vec{u}'\rho'dv + \int_{V_{II}} \vec{u}'\rho dV\right), \tag{III.38}$$

sau :

$$\vec{C}'' - \vec{C}' = \int_{V_{III}} \vec{u}''\rho''dV - \int_{V_I} \vec{u}'\,\rho\,dV + \int_{V_{II}} (\vec{u}''\rho'' - \vec{u}'\rho')\,dV. \tag{III.39}$$

În același timp se fac următoarele considerații :

$$\begin{cases} \vec{u}''\rho'' - \vec{u}'\rho' = \dfrac{\partial(\vec{u\rho})}{dt}\,dt; \\ dV = u\;dA\;\cos\alpha\,dt, \end{cases} \tag{III.40}$$

cu care :

$$\vec{C}'' - \vec{C}' = \int_{A_{C'N'B'}} \rho''\vec{u}''u''\cos\alpha''\,dA\,dt - \int_{A_{B'M'C'}} \rho'\vec{u}'u'\cos\alpha'dAdt + \tag{III.41}$$

$$+ \int_{V_{II}} \frac{(\partial\vec{u\rho})}{\partial t}\,dt\,dV.$$

În continuare se obține:

$$\frac{d\vec{C}}{dt} = \lim_{t''\to t'} \frac{\vec{C}'' - \vec{C}'}{t'' - t'} = \vec{I}'' - \vec{I}' + \vec{I}_T, \tag{III.42}$$

unde s-a notat:

$$\vec{I}'' = \int_{A_{C'N'B'}} \rho''\vec{u}''\, u'' \cos\alpha''\, dA;$$

$$\vec{I}' = \int_{A_{B'M'C'}} \rho'\vec{u}'\, u' \cos\alpha' dA; \tag{III.43}$$

$$\vec{I}_T = \int_V \frac{\partial(\rho\vec{u})}{\partial t}\, dV.$$

Teorema impulsului apare sub forma vectorială.

$$\vec{I}'' - \vec{I}' + \vec{I}_T = \Sigma \vec{F}_i, \tag{III.44}$$

care poate fi scrisă sub formă scalară prin folosirea proiecțiilor într-un sistem de referință.

Dacă se fac observațiile că suprafața $A_{B'M'C'}$ este porțiunea de intrare în suprafața de control și că suprafața $A_{C'N'B'}$ este porțiunea de ieșire din suprafața de control, la limită cînd $dt \to 0$, teorema impulsului se va putea enunța astfel: *Suma forțelor exterioare ce acționează asupra unei mase fluide cuprinsă de o suprafață de control, este egală cu impulsul la ieșire* $\vec{I}''$ *minus impulsul la intrare* $\vec{I}'$ *plus impulsul datorat nepermanenței mișcării* $\vec{I}_T$ (În cazul particular al mișcării permanente mărimea I_T se anulează). Se face observația că la limită volumul V_{II} tinde către V_I volumul delimitat de suprafața de control pentru care se calculează impulsul I_T.

1.2.5.2. *Teorema momentului impulsului.* Această teoremă se stabilește prin folosirea ecuației momentelor cinetice cunoscută din mecanică. Astfel, pentru fluidul cuprins într-o suprafață de control (fig. III.7) egalarea momentelor forțelor exterioare $\vec{F}_t$ în raport cu un punct ales arbitrar, cu momentele impulsurilor (cu semnele anterior stabilite) față de același punct, constituie exprimarea, acestei teoreme, adică:

$$\int_{A_{C'N'B'}} \vec{r} \times \vec{u}''u''\rho''\, \cos\alpha'' dA - \int_{A_{B'M'C'}} \vec{r} \times \vec{u}'u'\rho' \cos\alpha'\, dA + \tag{III.45}$$

$$+ \int_V \vec{r} \times \frac{\partial}{\partial t}(\rho\vec{u})\, dV = \Sigma \vec{r}_i \times \vec{F}_i.$$

Ambele teoreme au fost stabilite de către Euler și au importanță deosebită pentru rezolvarea unor probleme de hidraulică.

2. HIDROSTATICA

Această parte a hidraulicii are ca obiect repausul fluidelor, stabilind legile de echilibru static al acestora cît şi interacţiunea dintre acestea şi corpurile cu care vin în contact.

2.1. STAREA DE TENSIUNE LA UN FLUID ÎN REPAUS

Pentru cazul fluidului în repaus (v. § 1.2.3) tensiunile tangenţiale sînt nule şi deci:

$$p_x = p_{xx},\ p_y = p_{yy},\ p_z = p_{zz}, \tag{III.46}$$

iar $\vec{p_n}$ este normală pe suprafaţa elementară MPN (v. fig. III. 5) pe care acţionează. Componentele efortului $\vec{p_n}(p_{nx}, p_{ny}, p_{nz})$ după cele trei direcţii ale sistemului de referinţă se pot calcula prin proiectarea acestuia:

$$p_{nx} = p_n \cos(n, x),\ p_{ny} = p_n \cos(n, y),\ p_{nz} = p_n \cos(n, z), \tag{III.47}$$

sau prin folosirea relaţiilor (III.19) care pentru acest caz sînt:

$$P_{nx} = p_x \cos(n, x),\ p_n y = p_y \cos(n, y),\ p_{nz} = p_z \cos(n, z). \tag{III.48}$$

Compararea rezultatelor duce la concluzia foarte importantă:

$$p_n = p_x = p_y = p_z \tag{III.49}$$

şi deci:

$$p = -\frac{1}{3}(p_{xx} + p_{yy} + p_{zz}) = -p_n. \tag{III.50}$$

Pe baza rezultatelor obţinute se enunţă proprietăţile presiunii la un fluid în repaus (presiunii statice) în felul următor:

— sînt normale la suprafaţa pe care acţionează (III.46);
— sînt egale în jurul unui punct (III.49);
— sînt eforturi de compresiune (III.50).

Prima şi a treia proprietate se pot demonstra simplu prin reducere la absurd.

2.2. CONDIŢII DE REPAUS ALE FLUIDELOR

Pentru ca un fluid să se găsească în repaus, este necesar a fi satisfăcut sistemul de ecuaţii Euler (III.34) stabilit anterior. Prin integrarea sistemului se ajunge la relaţii practice cu ajutorul cărora se pot rezolva problemele de hidrostatică.

Multiplicarea ecuaţiilor amintite cu dx, dy, dz şi însumarea lor conduce la forma;

$$f_x\,dx + f_y\,dy + f_z dz = \frac{1}{\rho}\left(\frac{\partial p}{\partial x}\,dx + \frac{\partial p}{\partial y}\,dy + \frac{\partial p}{\partial z}\,dz\right) \tag{III.51}$$

şi se poate arăta că în cazul fluidelor barotrope (pentru care $\rho = f(p)$) sau pentru condiţia $\rho = \text{const}$, egalitatea este satisfăcută atunci cînd forţele masice derivă dintr-un potenţial. Astfel, dacă $\pi(x, y, z)$ este funcţie de potenţial:

$$f_x = -\frac{\partial \pi}{\partial x}; \; f_y = -\frac{\partial \pi}{\partial y}; \; f_z = -\frac{\partial \pi}{\partial z}, \tag{III.52}$$

se obţine legea generală a hidrostaticii în formă diferenţială:

$$d\pi + \frac{dp}{\rho} = 0, \tag{III.53}$$

sau în formă vectorială:

$$\rho \vec{f} = \text{grad } p \tag{III.54}$$

şi în care modulul gradientului de presiune are valoarea:

$$\text{grad } p = \sqrt{\left(\frac{\partial p}{\partial x}\right)^2 + \left(\frac{\partial p}{\partial y}\right)^2 + \left(\frac{\partial p}{\partial z}\right)^2}. \tag{III.55}$$

Se poate spune deci că un fluid va fi în echilibru static, atunci cînd forţele masice derivă dintr-un potenţial; aceasta fiind o condiţie necesară şi suficientă.

Integrarea formei finale a ecuaţiei de echilibru (III.53) conduce la:

$$\pi + \int \frac{dp}{\rho} = \text{const} \tag{III.56}$$

şi pentru cazul particular $\rho = \text{const}$ (care ne interesează în special în cadrul hidraulicii):

$$\pi + \frac{p}{\rho} = \text{const}, \tag{III.57}$$

acestea fiind forme integrale ale ecuaţiei generale a hidrostaticii.

În legătură cu soluţia III.57 (care interesează în special hidraulica) se precizează existenţa a două familii de suprafeţe, izobare ($p = \text{const}$) şi echipotenţiale ($\rho = \text{const}$) care au următoarele proprietăţi:

— suprafeţele echipotenţiale sînt şi izobare;

— suprafeţele izobare, respectiv cele echipotenţiale nu se pot intersecta;

— suprafeţele echipotenţiale sînt şi izoterme deoarece ρ şi p sînt constante şi deci $T^\circ = f(p, \rho)$ este constant;

— suprafaţa de separaţie între două fluide de densităţi diferite este echipotenţială;

— lucrul mecanic al forţelor masice pe o suprafaţă echipotenţială este nul deoarece π este constant, adică:

$$f_x\,dx + f_y\,dy + f_z\,dz = f\,ds\cos(f, ds) = -d\pi = 0. \tag{III.58}$$

Rezultă că forţele masice sînt normale la suprafeţele echipotenţiale şi au sensul către potenţialul descrescînd.

2.3. PRESIUNEA LICHIDELOR PE PEREȚI

O dată stabilită legea generală a hidrostaticii se trece la particularizarea ei pentru diferite cîmpuri de forțe masice.

În general, se consideră în hidraulică existența cîmpului gravitațional paralel (g = const) peste care se pot suprapune și alte cîmpuri după cum se va vedea.

Pentru cîmpul gravitațional paralel sînt valabile egalitățile:

$$f_x = -\frac{\partial \pi}{\partial x} = 0;\ f_y = -\frac{\partial \pi}{\partial y} = 0;\ f_z = -\frac{\partial \pi}{\partial z} = -g, \tag{III.59}$$

care vor conduce la:

$$d\pi = g dz. \tag{III.60}$$

Expresia diferențială a potențialului se introduce în ecuația III.53 care prin integrare devine:

$$gz + \int \frac{dp}{\rho} = \text{const}. \tag{III.61}$$

Pentru rezolvare completă se precizează întîi $\rho = f(p)$ cu ajutorul legilor din fizică și apoi se trece la integrarea totală.

Hidraulica are ca obiect principal fluidele grele, deci lichidele pentru care este admisă ipoteza incompresibilității. Pentru această situație legea generală a hidrostaticii este:

$$z + \frac{p}{\gamma} = \text{const} \tag{III.62}$$

și care se interpretează geometric și energetic în felul următor:

— geometric este vorba de însumarea unor lungimi ceea ce va da posibilitatea exprimării presiunilor în înălțimi de lichid;

— energetic, este vorba de însumarea unor energii raportate la unitatea de greutate a fluidului considerat. Aceasta deoarece termenii relației (lungimi dimensionale) au fost împărțiți pe parcursul calculului întîi la $\rho\, dx\, dy\, dz$ (v. § 1.2.4) și apoi pentru cîmpul gravitațional la g (trecerea de la III.61 la III.62). Deci este vorba de condiția dimensională:

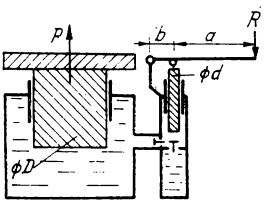
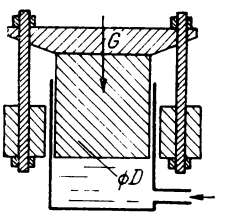
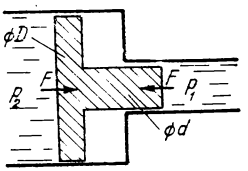
$$[L] = [L]\frac{[F]}{[F]} = \frac{[E]}{[F]} = [e], \tag{III.63}$$

în care forța F cu care a fost înmulțită și apoi împărțită lungimea este greutatea particulei considerate în calcul. În felul acesta lungimea finală este raportul dintre energia unei particule de fluid și greutatea acesteia.

Mărimea z este energia de poziție, mărimea $\frac{p}{\gamma}$ este energia de presiune și suma lor este energia potențială. Dacă în relația III.62 se neglijează forțele masice (reprezentate prin termenul z) rezultă că presiunea dintr-un punct se propagă în toată masa fluidului cu aceeași intensitate. Se demonstrează deci valabilitatea principiului lui Pascal, cu ajutorul căruia sînt rezolvate o serie de probleme practice, cum sînt cele din tabelul III.1.

Tabelul III.1

Aplicații la legea generală a hidrostaticii

Denumirea și schema dispozitivului		Relații de calcul
Presa hidraulică		$R = \frac{b}{a+b}\left(\frac{d}{D}\right)^2 P$
Acumulatorul hidraulic		$p = \frac{4G}{\pi D^2}$; $L = -\frac{Gl}{\eta}$, în care: G este greutatea ansamblului mobil; η — randamentul acumulatorului; l — cursa pistonului; L — lucru mecanic cheltuit pentru încărcarea totală a acumulatorului
Amplificatorul de presiune		$F = p_1 \frac{\pi d^2}{4}$ $p_1 = \left(\frac{D}{d}\right)^2 p_2$

2.3.1. **Măsurarea şi reprezentarea presiunilor.** Aplicaţia importantă a celor arătate pînă acum este măsurarea şi reprezentarea presiunilor în mase de fluid în repaus.

Pentru precizarea noţiunilor se consideră în fig. III.8 două rezervoare asemănătoare în interiorul cărora se găseşte un lichid ce are la suprafaţa liberă o presiune p_0. La fiecare vas se ataşează două tuburi piezometrice unul închis superior (tub barometric) şi unul deschis (tub manometric) şi deoarece p_0 este diferită în cele două rezervoare, cotele la care se va ridica lichidul în aceste tuburi vor fi diferite.

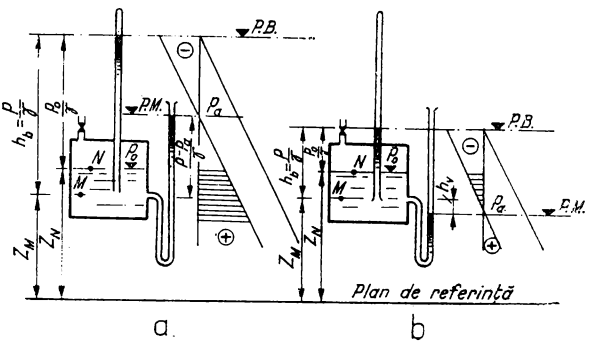


Fig. III.8. Reprezentarea grafică a presiunilor.

În tuburile barometrice lichidul se va ridica pînă la planul barometric P.B. sau planul de sarcină totală, definit ca suprafaţă izobară pe care presiunea barometrică este nulă. În tuburile piezometrice lichidul se va ridica pînă la planul manometric P. M. sau planul de nivel definit ca suprafaţă izobară a presiunii atmosferice (presiune manometrică nulă). Distanţa de la un plan de referinţă arbitrar ales pînă la planul barometric se notează cu H_s, se numeşte sarcină hidrostatică şi reprezintă constanta din legea generală a hidrostaticii (III. 62).

Definirea celor două planuri caracteristice P.B. şi P.M. dă posibilitatea precizării presiunilor într-un punct M, în două scări. Este vorba de scara barometrică ce are origina în planul barometric şi scara manometrică ce are origina în planul manometric şi cu ajutorul căreia se pot preciza diferenţele între presiunea barometrică p_b şi valoarea presiunii atmosferice p_a. Se mai precizează înălţimea barometrică h_b ca raport între presiunea barometrică într-un punct M al lichidului şi greutatea specifică a acestuia şi înălţimea manometrică h_m ca raport între presiunea manometrică într-un punct M al lichidului şi greutatea specifică a acestuia.

Presiunea barometrică p_b se mai numeşte presiune absolută iar presiunea manometrică $p_m = p_b - p_a$ se mai numeşte şi presiune relativă. În continuare însă, pentru comoditate, se vor nota presiunile numai cu p fără indice, şi se va preciza despre ce presiune este vorba.

Prin aplicarea legii generale III.62 între două puncte M şi N (fig. III. 8), se arată că presiunea într-un punct M al fluidului este egală cu presiunea la suprafaţa liberă (suprafaţă izobară) la care se adaugă greutatea coloanei de lichid de deasupra. În acelaşi timp se constată cu ajutorul aceleiaşi relaţii, că variaţia presiunilor pe verticală în masa unui lichid este liniară, şi că suprafeţele orizontale sînt izobare (consecinţe ale ipotezei existenţei cîmpului gravitaţional paralel).

Scara barometrică are numai valori pozitive, iar scara manometrică are şi valori negative. Astfel, în cazul fig. III.8 pentru $p_0 > p_a$ (III.8, *a*) reprezentarea pe verticală a presiunilor relative (diagrama haşurată) cuprinde numai valori pozitive iar pentru $p_0 < p_a$ (III.8, *b*) reprezentarea pe verticală a presiunilor are şi valori negative. Pentru cazul al doilea înălţimea manometrică a punctului M este negativă şi arată cu cît presiunea (în punctul considerat) este mai mică decît presiunea atmosferică. Se obişnuieşte a se nota în acest caz înălţimea manometrică negativă cu h_v şi se numeşte înălţimea vacuumetrică.

Presiunile (dimensional-eforturi unitare) se exprimă în diferite unităţi de măsură şi astfel în sistemul tehnic se folosesc atmosfera fizică şi tehnică. Atmosfera fizică se notează cu At, are valoarea 1,0332 kgf/cm² şi reprezintă valoarea medie normală a presiunii atmosferice măsurate la nivelul mării. Atmosfera tehnică se notează cu at şi are valoarea egală cu un kilogram forţă pe centimetru pătrat. Pentru indicarea scării se foloseşte litera *b* pentru scara barometrică (At*b* şi at*b*) şi *m* pentru scara manometrică (At*m* şi at*m*).

Barul este unitatea de măsură definită în sistemul C G S şi este egal cu 10^6 dyn/cm². Legătura dintre această mărime şi cele din sistemul MKfS este:

$$1 \text{ at} = 0{,}98066 \text{ bar}; \qquad 1 \text{ At} = 1{,}01325 \text{ bar}. \tag{III.64}$$

Presiunile se mai pot exprima şi prin înălţimea coloanei de lichid datorită caracterului dimensional al relaţiei generale a hidrostaticii, despre care s-a amintit. Pentru o astfel de exprimare trebuie însă precizat lichidul şi temperatura la care se găseşte. Astfel:

— 1 at este presiunea dată de o coloană de apă de 10 m înălţime la 4°C;

— 1 At este presiunea dată de o coloană de apă de 10,332 m la 4°C sau de o coloană de mercur de 760 mm înălţime la 0°C.

Aparatele cu care se măsoară presiunile sînt clasificate din diferite puncte de vedere. În cazul cel mai general se deosebesc barometrele folosite la determinarea presiunii atmosferice şi manometrele folosite în practica curentă pentru determinarea presiunilor.

Manometrele la rîndul lor sînt bazate pe diferite principii şi astfel se deosebesc:

— manometre cu lichid la care presiunea de măsurat compensează greutatea unei coloane de lichid cu tensiune mică de vapori;

— manometre elastice (cu elemente elastice) la care presiunea de măsurat produce deformarea unui element elastic (tub curbat, membrană, burduf etc.);

— manometre cu termocuplu bazate pe dependenţa de presiune a conductivităţii termice a gazelor (folosit la măsurarea vidului);

— manometre de ionizare bazate pe dependenţa de presiune a intensităţii curentului unei descărcări electrice într-un gaz (folosite de asemenea la măsurarea vidului).

Aparatele folosite de tehnică poartă numele de manometre deoarece majoritatea indică valoarea presiunii relative (a presiunii manometrice). Aceste dispozitive sînt uneori construite pentru a indica diferenţa de presiuni din două puncte (ale aceluiaşi lichid sau la lichide diferite) şi se numesc manometre diferenţiale. De asemenea, este posibil ca aparatele de măsurare a presiunilor să fie şi înregistratoare cînd sînt prevăzute cu o bază de timp.

În fig. III.9 sînt prezentate diferite tipuri de manometre cu lichid iar calculul pentru acestea se face prin simpla aplicare a legii generale a hidrostaticii. Astfel, pentru manometrul diferențial (fig. III.9, d), se poate scrie:

$$Z_M + \frac{p_M}{\gamma_1} = Z_1 + \frac{p_1}{\gamma_1};$$

$$Z_1 + \frac{p_1}{\gamma_2} = Z_2 + \frac{p_2}{\gamma_2}; \qquad \text{(III.65)}$$

$$Z_2 + \frac{p_2}{\gamma_3} = Z_N + \frac{p_N}{\gamma_3}$$

și care conduce la soluția:

$$p_N - p_M = \gamma_1 (Z_M - Z_1) + \gamma_2 (Z_1 - Z_2) + \gamma_3 (Z_2 - Z_N). \qquad \text{(III.66)}$$

Pentru cazul particular $\gamma_1 = \gamma_3$:

$$p_M - p_N = h(\gamma_2 - \gamma_1) - \gamma_1 H, \qquad \text{(III.67)}$$

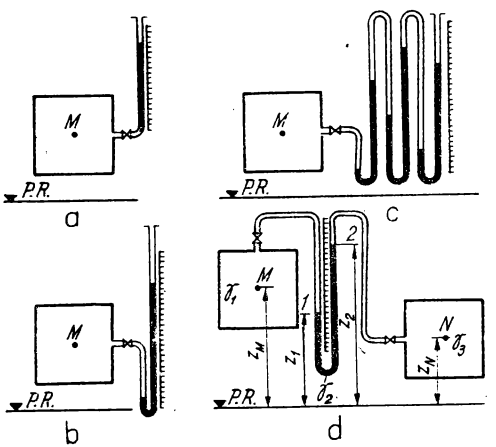


Fig. III.9. Diferite tipuri de manometre:
a – piezometru; *b* – manometru cu un lichid; *c* – manometru cu mai multe lichide; *d* – manometru diferențial cu lichid.

unde s-a notat $H = Z_M - Z_N$ și $h = Z_2 - Z_1$; iar pentru cazul lui γ_1 și γ_3 neglijabile în raport cu γ_2 (cazul măsurării diferențelor de presiune la gaze) rezultatul este:

$$p_M - p_N = \gamma_2 h. \qquad \text{(III.68)}$$

Legea generală a hidrostaticii a fost aplicată sub formula III.65, cu respectarea recomandărilor generale ca punctele între care se aplică relația să poată fi unite printr-o linie continuă care să fie pe toată lungimea ei cuprinsă în același fluid omogen aflat în repaus. În cazul de față deci, relația s-a scris pentru fiecare fluid γ_1, γ_2, γ_3 în parte și în final s-a rezolvat sistemul rezultat III.65.

2.3.2. **Calculul forțelor de presiune pe pereți.** O dată precizată legea generală de distribuție a presiunilor într-un lichid în repaus, forțele de presiune se vor obține prin însumarea acestora în limitele unui contur închis dat. Problema este rezolvată atunci cînd se precizează forța de presiune P și punctul C, în care se consideră că această forță este aplicată, numit centru de presiune.

Pentru ușurința tratării se deosebesc două cazuri: al suprafețelor plane și al suprafețelor oarecare:

2.3.2.1. *Forțele de presiune pe suprafețe plane.* Aceste forțe se stabilesc cu ajutorul unui sistem de coordonate ales ca în fig. III.10. Axa ox este intersecția planului care cuprinde suprafața de calcul A cu planul manometric sau planul barometric numit în general plan de apă (după cum se consideră presiunile manometrice sau barometrice), axa oy este perpendiculară pe axa ox și este cuprinsă în planul de calcul iar axa oz este verticală și pozitivă în jos. Pentru cazul studiat s-au considerat presiunile relative, iar planul manometric a coincis cu suprafața liberă a apei.

Pe un element de suprafață dA forța de presiune este:

$$dP = p \cdot dA, \tag{III.69}$$

unde s-a considerat presiunea p uniform distribuită. Conform legii generale a hidrostaticii:

$$p = \gamma z = \gamma y \sin \alpha \tag{III.70}$$

și forța de presiune pe întreaga suprafață va fi:

$$P = \int_A \gamma y \sin \alpha \, dA = \gamma \sin \alpha \, y_G A = \gamma z_G A, \tag{III.71}$$

în care y_G și z_G sînt coordonatele corespunzătoare centrului de greutate G al suprafeței A. Se poate deci spune că mărimea forței P pe o suprafață plană este egală cu greutatea unui cilindru care are ca bază suprafața considerată A și ca înălțime distanța de la centrul de greutate al suprafeței la planul de apă (plan manometric în cazul de față).

Forța P este perpendiculară pe planul x o y și se consideră aplicată în centrul de presiune C ale cărui coordonate x_c și y_c se determină cu ajutorul ecuațiilor de momente:

$$Py_c = \int_A y \, dP \quad \text{și} \quad Px_c = \int_A x \, dP. \tag{III.72}$$

În final, dacă se ține seama de cele menționate anterior se obține:

$$x_c = \frac{I_{xy}}{Sy_G} \text{ și } y_c = y_G + \frac{I_{Gx}}{Sy_G}, \tag{III.73}$$

în care s-a notat cu I_{xy} momentul centrifugal al suprafeței A în raport cu sistemn de axe oxy, iar cu I_{Gx}, momentul de inerție al suprafeței A în raport cu o dreaptul paralelă cu ox și care trece prin centrul de greutate G.

Dacă suprafața A admite ca axă de simetrie o paralelă la oy atunci $x_c = x_G$ și dacă axa de simetrie este chiar oy coordonatele respective sînt nule.

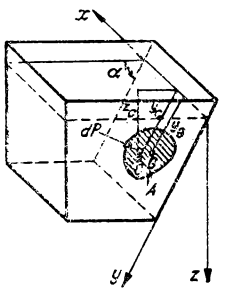


Fig. III.10. Sistemul de coordonate folosit la stabilirea forțelor de presiune pe suprafețe plane.

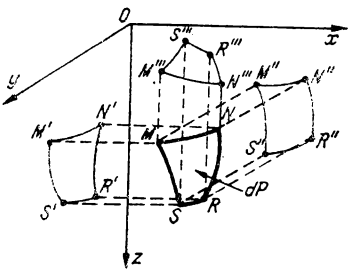


Fig. III.11. Sistemul de coordonate folosit la stabilirea forțelor de presiune pe suprafețe curbe.

În tabelul III.2 sînt precizate centrele de presiune pentru cîteva suprafețe des întîlnite în practică, iar în tabelul III.3 sînt rezolvate probleme de forțe de presiune pe suprafețe plane.

2.3.2.2. *Forțele de presiune pe suprafețe curbe.* Forțele de presiune pe suprafețe curbe se stabilesc cu ajutorul unui sistem de coordonate ales ca în fig. III.11. Planul xoy formează planul de apă (barometric sau manometric), iar axa oz este perpendiculară pe acest plan și pozitivă în jos.

În cadrul acestui sistem de referire se consideră elementul dA cuprins în suprafața oarecare $MNRS$. Forța de presiune dP normală pe acest element de suprafață este:

$$dP = \gamma z dA$$

și deci acțiunea lichidului asupra întregii suprafețe $MNRS$ constă într-o infinitate de forțe dP a căror mărime depinde de z variabil pe suprafața considerată.

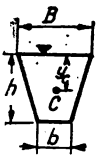
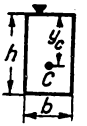
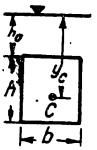
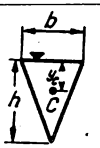
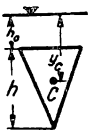
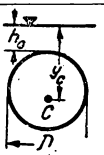
Forțele dP reprezintă, din punct de vedere mecanic, un sistem infinit de forțe în spațiu (în cazul general neconcurente) care se poate reduce la o rezultantă și la un moment.

Dacă forțele dP sînt proiectate pe direcțiile ox, oy și oz, acțiunea lichidului asupra suprafeței $MNRS$ se reduce la acțiunea unei triple infinități de forțe dP_x, dP_y și dP_z, paralele cu direcțiile considerate. Adică:

$$\begin{aligned} dP_x &= dP\alpha_x = \gamma z\, \alpha_x \cdot dA; \\ dP_y &= dP\alpha_y = \gamma z \alpha_y \cdot dA; \\ dP_z &= dP\alpha_z = \gamma z \alpha_z \cdot dA, \end{aligned} \qquad \text{(III.74)}$$

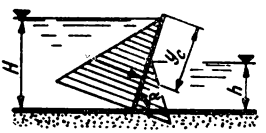
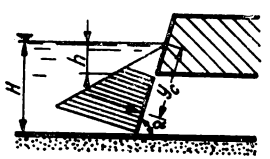
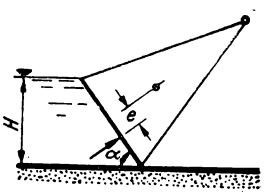
Tabelul III.2

Centrele de presiune pentru cîteva suprafeţe întîlnite în practică

Forma suprafeţei	Adîncimea centrului de presiune
	$y_c = \frac{h}{2} \cdot \frac{3b + B}{2b + B}$
	$y_c = \frac{2}{3} h$
	$y_c = h_0 + \frac{h}{3} \cdot \frac{3h_0 + 2h}{2h_0 + h}$
	$y_c = \frac{h}{2}$
	$y_c = h_0 + \frac{h}{2} \cdot \frac{2h_0 + h}{3h_0 + h}$
	$y_c = h_0 + \frac{d}{8} \cdot \frac{8h_0 + 5d}{2h_0 + d}$
	$y_c = 0{,}294\ d$

Tabelul III.3

Probleme de forțe de presiuni pe suprafețe plane

Schema dispozitivului	Relații de calcul
	$P = r\,b\,\dfrac{H^2 - h^2}{2\sin\alpha}$ $y_c = \dfrac{1}{3}\left(2\,h - \dfrac{h^2}{H+h}\right)\dfrac{1}{\sin\alpha}$
	$P = r\,b\,\dfrac{H^2 - h^2}{2\sin\alpha}$ $y_c = \dfrac{2}{3\sin\alpha}\left(h + \dfrac{H^2}{H+h}\right)$
	$P = r\,b\,\dfrac{H^2}{2\sin\alpha}$ $e = \dfrac{H}{6\sin\alpha}$ b — dimensiunea transversală a stavilei

în care, α_x, α_y și α_z sînt cosinusurile directoare ale normalei pe suprafața elementară dA.

Forțele de presiune P_x, P_y și P_z neconcurente în general se obțin prin integrare pe suprafața A ($MNRS$), a forțelor elementare și au expresiile:

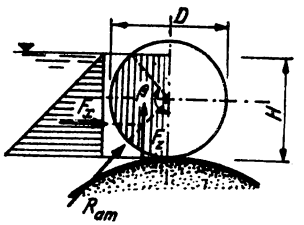
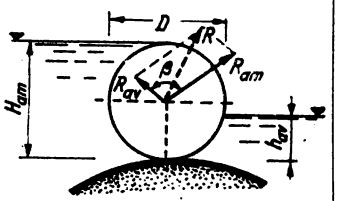
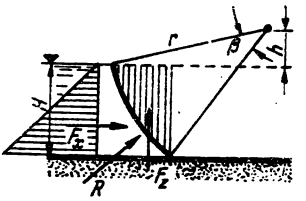
$$P_x = \int_A dP_x = \gamma \int_A z\alpha_x\,dA = rZ_{Gx}\,A_x;$$

$$P_y = \int_A dP_y = \gamma \int_A z\alpha_y\,dA = rZ_{Gy}\,A_y; \qquad \text{(III.75)}$$

$$P_z = \int_A dP_z = \gamma \int_A z\alpha_z\,dA = rV.$$

Tabelul III.4

Probleme de forțe de presiuni pe suprafețe curbe

Schema dispozitivului	Relații de calcul
	$F_x = r \cdot \frac{H^2}{2}$ $F_z = r \cdot \frac{D^2}{8}\left[\frac{\pi\beta^\circ}{180^\circ} + \left(2\frac{H}{D} - 1\right)\cos(\beta^\circ - 90^\circ)\right] =$ $= \eta r D^2$ H/D | 1,000 | 0,750 | 0,500 | 0,250 | 0,125 | 0 η | 0,393 | 0,311 | 0,196 | 0,0767 | 0,0263 | 0 Calculul se face pentru 1 m liniar de stavilă
	$R = \sqrt{R_{am}^2 + R_{av}^2 - 2 R_{am} R_{av} \cos\beta}$ Mărimile R_{am} și R_{av} se calculează ca în cazul precedent
	$F_x = r\frac{H^2}{2}$ $F_z = \frac{r}{2}\left[\pi r^2 \frac{\beta^\circ}{180^\circ} - \right.$ $\left. - h\sqrt{r^2 - h^2} - (H-h)\sqrt{r^2 - (H+h)^2}\right]$ $R = \sqrt{F_x^2 + F_z^2}$ Calculul se face pentru 1 m liniar de stavilă

În expresiile de mai înainte A_x este proiecția suprafeței A pe planul pe care axa ox este normală (yoz), A_y este proiecția suprafeței A pe planul pe care axa oy este normală (zox), Z_{Gx} și Z_{Gy} sînt adîncimile centrelor de greutate ale suprafețelor A_x și A_y față de planul de apă iar V este volumul cuprins între suprafața dată A și proiecția acesteia pe planul xoy.

Forțele P_x și P_y se consideră că acționează în centrele de presiune ale suprafețelor A_x și A_y, iar P_z se consideră că acționează în centrul de greutate al volumului V. Sensurile forțelor P_x, P_y și P_z sînt de la lichid la suprafața A.

În concluzie, acțiunea unui fluid asupra unei suprafețe curbe oarecare $MNRS$ este echivalentă în general cu un sistem de trei forțe P_x, P_y, P_z neconcurente, paralele respectiv cu axele ox, oy, oz. Forța P_x este egală cu greutatea cilindrului ce are ca bază suprafața $M'N'R'S'$, și ca înălțime distanța Z_{Gx} a centrului de greutate al suprafeței $M'N'R'S'$ la planul de apă; forța P_y este egală cu greutatea cilindrului care are ca bază suprafața $M''N''R''S''$ și ca înălțime distanța Z_{Gy} a centrului de greutate al suprafeței $M''N''R''S''$ la planul de apă, și forța P_z este egală cu greutatea volumului $MNRSM'''N'''R'''S'''$.

În tabelul III.4 sînt prezentate aplicații în legătură cu determinarea forțelor de presiune pe suprafețe curbe.

2.4. ECHILIBRUL CORPURILOR CUFUNDATE ÎNTR-UN LICHID

2.4.1. **Principiul lui Arhimede.** Arhimede a arătat că acțiunea lichidului asupra unui corp cufundat parțial sau total, se reduce la o forță verticală egală cu greutatea lichidului dezlocuit și dirijată spre suprafața liberă. Forța respectivă, numită forța arhimediană, nu este altceva decît forța de presiune pe suprafața de contact cu lichidul, a corpului cufundat.

În cazul unei suprafețe A, închisă, care mărginește un corp cufundat în lichid (fig. III.12), forțele P_x și P_y sînt nule deoarece mărimea algebrică a proiecției geometrice pe un plan a oricărei suprafețe închise, este nulă. Pentru calculul forței P_z se împarte suprafața A în două părți (dacă suprafața A prezintă concavități va fi uneori necesar pentru demonstrație să se împartă în mai mult de două părți). Cele două părți se precizează cu ajutorul locului geometric al punctelor de tangență a unei drepte verticale cu suprafața laterală a corpului cufundat, care este o curbă închisă C. În acest caz:

$$P_z = P'_z + P''_z = -\gamma(V'' - V') = -\gamma V_c, \qquad \text{(III.76)}$$

unde s-a notat cu V_c volumul de lichid dezlocuit de corpul cufundat. Prin aceasta deci principiul lui Arhimede este demonstrat.

2.4.2. **Plutirea corpurilor.** Un corp de greutate G se spune că plutește dacă lăsat liber pe suprafața unui lichid se cufundă parțial. Corpul geometric care are forma volumului de fluid dezlocuit de plutitor (corpul în plutire) se numește carenă.

La un plutitor se deosebesc: volumul carenei V_c — volumul dezlocuit; centrul de carenă — centrul de greutate al carenei; planul de intersecție — planul care separă din plutitor un volum egal cu volumul carenei; planul de plutire — planul de intersecție care coincide cu planul suprafeței libere a lichidului pe care plutește un corp în poziție de echilibru; linia de plutire — linia de intersecție între planul de plutire și suprafața laterală a plutitorului; aria de plutire — aria plană mărginită de linia de plutire; axa de plutire — dreapta caracteristică a plutitorului care trece prin centrul de carenă a

poziției de echilibru și centrul de greutate al plutitorului; axa de înclinație — dreapta în jurul căreia se produc oscilații și rezultă din intersectarea planului de plutire cu un plan de intersecție; suprafața centrelor de carenă — locul geometric al centrelor de carenă pentru diferite poziții ale planului de intersecție; curba centrelor de carenă — curba care rezultă din intersectarea suprafeței centrelor de carenă cu un plan care trece prin

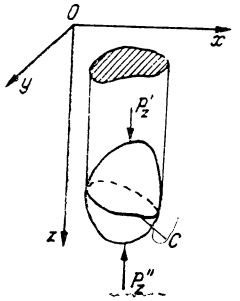


Fig. III.12. Schema folosită pentru demonstrarea principiului lui Arhimede.

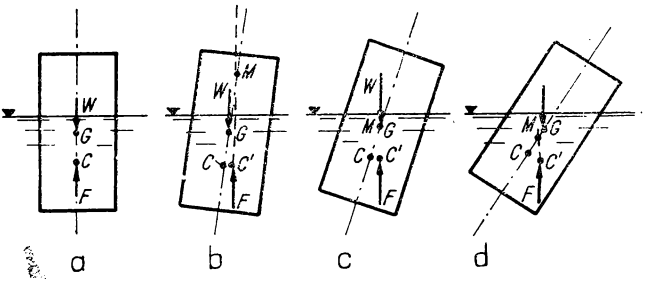


Fig. III.13. Diferite situații de echilibru ale unui plutitor.

axa de plutire și este normal pe axa de înclinație; metacentrul M — centrul de curbură al curbei centrelor de carenă pentru poziția de echilibru; raza metacentrică r — raza de curbură a curbei centrelor de carenă pentru poziția de echilibru (distanța dintre centrul de carenă inițial C și metacentrul M); distanța metacentrică δ — distanța de la metacentru la centrul de greutate al plutitorului.

Forțele care acționează asupra unui corp care plutește sînt: greutatea lui W și $F = P_z = \gamma V_c$ iar condiția de plutire este:

$$W = \gamma V_c . \tag{III.77}$$

Dacă această condiție este respectată, corpul chiar dacă se află la un moment dat complet cufundat se va ridica la suprafață și va ieși din lichid, pînă cînd $W = \gamma V_c$. Dacă $W > \gamma V$ (în care V este volumul corpului) corpul nu poate pluti și se afundă (coboară) în lichid.

Dintre problemele hidraulice ale plutitorilor se deosebesc: stabilitatea echilibrului și oscilațiile.

2.4.2.1. *Stabilitatea echilibrului.* În fig. III.13, *a* este reprezentat un corp în poziție normală de plutire. Cele două forțe, greutatea W și forța arhimediană F, sînt egale, iar centrul de carenă C se află sub centrul de greutate G al corpului, pe axa de plutire. Dacă plutitorul este scos mai mult sau mai puțin din poziția normală (fig. III. 13, *b*, *c* sau *d*), deși condiția de plutire continuă să fie respectată, $W = \gamma V_c$, volumul de carenă păstrează aceeași valoare, dar își schimbă forma și poziția centrului său în C'. Plutitorul va fi astfel supus unui cuplu, forțele W și F fiind egale. Dacă acest cuplu tinde să redreseze plutitorul, echilibrul este stabil (fig. III. 13, *b*); dacă cuplul tinde să răstoarne plutitorul, echilibrul este labil (fig. III. 13, *d*), iar dacă forțele W și F sînt pe aceeași verticală (fig. III. 13, *c*), echilibrul este indiferent. Cele trei cazuri de echi-

libru depind de poziția metacentrului M față de centrul de greutate G. Dacă M este deasupra lui G, adică distanța metacentrică este pozitivă, echilibrul este stabil; dacă M este sub G, adică distanța metacentrică este negativă, echilibrul este labil; dacă M se confundă cu G echilibrul este indiferent.

În cazul înclinărilor mici ale plutitorilor față de poziția normală de plutire se demonstrează că raza metacentrică este:

$$r = \frac{I}{V_c}, \tag{III.78}$$

în care I este momentul de inerție al ariei de plutire în raport cu axa de înclinație (în jurul căreia se produce înclinarea) și care conform teoremei lui Lacroix, trece prin centrul de greutate al ariei respective. V_c este volumul de carenă. În această situație echilibrul stabil, labil sau indiferent al plutitorului se exprimă prin relațiile:

$$\frac{I}{V_c} - \delta > 0; \qquad \frac{I}{V_c} - \delta < 0; \qquad \frac{I}{V_c} - \delta = 0, \tag{III.79}$$

în care, așa cum s-a arătat δ este distanța metacentrică.

2.4.2.2. *Oscilațiile plutitorilor.* Dacă asupra unui plutitor acționează brusc o forță verticală P care trece prin centrul de greutate al acestuia, plutitorul de greutate W va avea o serie de oscilații pe verticală. Pentru cazul unei secțiuni orizontale constante a plutitorului A, dacă se notează cu z înălțimea carenei suplimentare creată ca urmare a acțiunii forței P, ecuația de mișcare este:

$$-A\gamma z = \frac{W + P}{g} \frac{d^2z}{dt^2}, \tag{III.80}$$

pentru cazul fluidului perfect. Soluția ecuației de mișcare este:

$$z = C_1 \cos kt + C_2 \sin kt, \tag{III.81}$$

unde $k = \frac{A g \gamma}{W + P}$, iar constantele se determină cu ajutorul condițiilor de unicitate; soluția (III.81) indică o mișcare periodică neamortizată cu perioada $T = 2\pi \sqrt{\frac{W + P}{A\gamma g}}$.

În cazul lichidelor reale datorită viscozității se va produce o amortizare a oscilațiilor.

Dacă plutitorul se înclină cu un unghi θ va apărea un cuplu de redresare $\mathfrak{M} = W \cdot \overline{GM} \sin \theta$. Redresarea plutitorului pînă la poziția normală de plutire se face printr-o serie de oscilații numite ruliu dacă sînt produse în jurul axului longitudinal de înclinație și tangaj dacă sînt produse în jurul axului transversal de înclinație. Ecuația de mișcare este:

$$\mathfrak{M} + \mathfrak{M}_i = 0, \tag{III.82}$$

unde $\mathfrak{M}_i = I_0 \frac{d^2\theta}{dt^2}$ este momentul forțelor de inerție deoarece I_0 este momentul de

inerție polar al plutitorului față de centrul de greutate $\left(I_0 = \int_m r^2 \, dm\right)$. Pentru o înclinare mică a plutitorului sin $\theta = 0$ și ecuația de mișcare are forma:

$$\frac{d^2\theta}{dt} + N^2\theta = 0, \tag{III.83}$$

în care:

$$N^2 = \frac{W \cdot \overline{GM}}{I_0}. \tag{III.84}$$

Soluția ecuației (III.83) este:

$$\theta = K_1 \cos N t + K_2 \sin N t \tag{III.85}$$

și reprezintă o mișcare periodică neamortizată cu perioada:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{I_0}{W \cdot \overline{GM}}}. \tag{III.86}$$

2.5. ECHILIBRU RELATIV

Este posibil ca o masă fluidă să se găsească în repaus față de un sistem de referință legat de un corp (în general un rezervor) în mișcare. În aceste cazuri se vor considera și alte forțe masice în afara celor corespunzătoare cîmpului gravitațional paralel considerat inițial (v. relația III.52).

Tratarea acestei probleme de hidrostatică se va face în continuare prin considerarea unor cazuri practice.

2.5.1. **Mișcarea de translație a unui rezervor.** Se consideră cazul general în care direcția accelerației mișcării de translație a rezervorului (fig. III.14) face unghiul α cu orizontala. În acest caz:

$$\begin{aligned} -\frac{\partial \pi}{\partial x} &= f_x = -a \cos \alpha ; \\ -\frac{\partial \pi}{\partial y} &= f_y = 0 ; \\ -\frac{\partial \pi}{\partial z} &= f_z = -(g + a \sin \alpha), \end{aligned} \tag{III.87}$$

pentru care ecuaţia generală sub formă diferenţială este :

$$dp = -\rho\,(a\cos\alpha\,dx + g\,dz + a\sin\alpha\,dz), \tag{III.88}$$

iar ecuaţia sub formă integrală este :

$$p = -\rho\,[a\cos\alpha + (g + a\sin\alpha)\,z] + \text{const.} \tag{III.89}$$

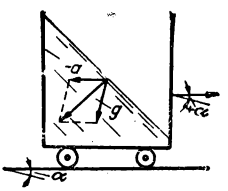


Fig. III.14. Schema unui rezervor în mişcare de translaţie.

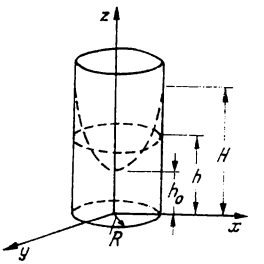


Fig. III.15. Schema unui rezervor în mişcare de rotaţie.

Suprafeţele echipotenţiale se pot preciza cu condiţia $p = \text{const}$ sub forma :

$$xa\cos\alpha + (g + a\sin\alpha)\,z = \text{const}, \tag{III.90}$$

care este ecuaţia unei familii de drepte (plane pentru cazul spaţial) cu coeficientul unghiular :

$$m = -\frac{a\cos\alpha}{g + a\sin\alpha} = \operatorname{tg}\beta. \tag{III.91}$$

Deci suprafeţele echipotenţiale sînt plane, înclinate faţă de orizontală cu unghiul β.

Pentru determinarea repartiţiei presiunilor pe o verticală trebuie întîi precizată valoarea constantei de integrare, ceea ce se face comod prin considerarea unui punct pe suprafaţa liberă pe care se cunoaşte presiunea p_0. Astfel, pentru o verticală dată (pentru un x dat) se poate scrie :

$$p = p_0 + \gamma h\left(1 + \frac{a}{g}\sin\alpha\right), \tag{III.92}$$

în care h este adîncimea punctului considerat pe verticală sub suprafaţa liberă. Se constată deci că şi pentru acest caz presiunile se repartizează liniar pe verticală.

2.5.2. **Mişcarea de rotaţie a unui rezervor.** Se consideră un rezervor cilindric ce se roteşte uniform în jurul axului său de simetrie, ca în fig. III.15. Pentru sistemul de

axe ales se poate scrie pentru o particulă fluidă de masă unitară situată în punctul $M(x, y, z)$:

$$-\frac{\partial \pi}{\partial x} = f_x = x\omega^2;$$

$$-\frac{\partial \pi}{\partial y} = f_y = y\omega^2; \qquad \text{(III.93)}$$

$$-\frac{\partial \pi}{\partial z} = f_z = -g.$$

Ecuaţia de echilibru în acest caz este în formă diferenţială :

$$dp = \rho(\omega^2 x\, dx + \omega^2 y\, dy - g dz) \qquad \text{(III.94)}$$

şi în formă integrală :

$$p = \rho\left(\frac{\omega^2}{2} x^2 + \frac{\omega^2}{2} y^2 - gz\right) + \text{const}, \qquad \text{(III.95)}$$

sau :

$$p = \rho\left(\frac{\omega^2 r^2}{2} - gz\right) + \text{const}, \qquad \text{(III.96)}$$

unde :

$$r^2 = x^2 + y^2.$$

Se constată că pentru un alt punct M' situat pe aceeaşi verticală (deci cu $r = \text{const}$) presiunea va fi funcţie numai de ordonata z. Repartiţia presiunilor este deci liniară pe verticală şi depinde de adîncimea punctului considerat sub suprafaţa liberă a lichidului în echilibru (repaus) relativ.

Familia suprafeţelor echipotenţiale este reprezentată de ecuaţia :

$$\frac{r^2\omega^2}{2} - gz = \text{const}, \qquad \text{(III.97)}$$

obţinută din condiţia de presiune constantă $dp = 0$. Relaţia (III.97) reprezintă o familie de paraboloizi de rotaţie cu axa oz axă de simetrie. Suprafaţa liberă va avea deci forma unui paraboloid precizat prin determinarea constantei de integrare cu condiţia ca volumul de lichid cuprins în vas în situaţia $\omega = 0$ să fie acelaşi şi pentru echilibrul relativ

corespunzător unei valori oarecare a rotației ω. Astfel, se poate scrie (v. fig. III.15):

$$\pi R^2 h = \pi R^2 H - \pi R^2 \frac{H - h_0}{2}, \tag{III.98}$$

care conduce la:

$$H - h = h - h_0. \tag{III.99}$$

În același timp, pentru $r = R$ și $h = H$:

$$\frac{R^2\omega^2}{2} = gH + \text{const} \tag{III.100}$$

și pentru $r = 0$ $h = h_0$.

$$0 = gh + \text{const}, \tag{III.101}$$

iar prin eliminarea constantei, elementele geometrice ale paraboloidului se pot calcula cu relațiile:

$$H = h + \frac{R^2\omega^2}{4g}; \tag{III.102}$$

$$h_0 = h - \frac{R^2\omega^2}{4g}.$$

2.6. CALCULUL EFORTURILOR ÎN PEREȚII REZERVOARELOR SUPUSE PRESIUNII FLUIDELOR

Se consideră cazul rezervoarelor cu pereți subțiri inextensibili lipsiți de elemente de rigidizare sau rezemare care ar conduce la apariția momentelor încovoietoare sau de torsiune. Se studiază numai cîteva cazuri de membrane pentru care se vor preciza formele de echilibru avantajoase din punctul de vedere al eforturilor.

2.6.1. **Pereți cu simplă curbură.** Se consideră cazul unei suprafețe cilindrice supusă la presiune constantă și se urmăresc condițiile de echilibru ale unui element cu lățime unitară a cărui formă în secțiune transversală este reprezentată de arcul MN din fig. III.16. Pentru echilibru, forțele T_1 și T_2 trebuie să fie concurente pe direcția lui P care este rezultanta încărcării elementului considerat cu presiune statică p. Din condiția de încărcare uniformă ($p = \text{const}$) rezultă:

$$T_1 = T_2 = \frac{p\,c}{2 \sin \frac{\alpha}{2}} = p\,r, \tag{III.103}$$

unde c este lungimea arcului MN iar r este lungimea comună a normalelor OM şi ON (raza de curbură a arcului). Se vede deci că pentru un r constant (rezervoare cilindrice circulare) şi pentru cazul cînd se poate considera p constant (situaţia neglijării forţelor masice sau cazul rezervorului cu ax de simetrie vertical) efortul în perete este constant.

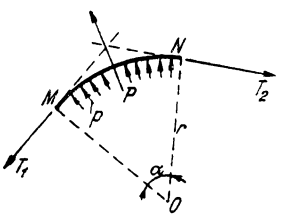


Fig. III.16. Element de perete cu simplă curbură.

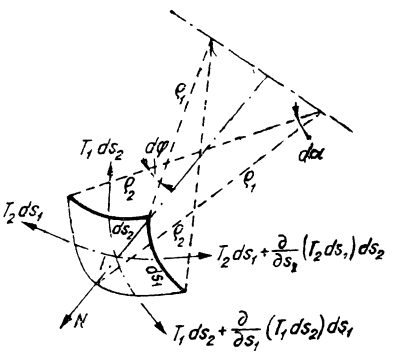


Fig. III.17. Element de perete cu dublă curbură.

Problemele se pot rezolva şi pentru alte situaţii mai complicate cum ar fi cazul unui perete cilindric cu generatoare orizontale, supus la presiunea statică a unui fluid greu (repartiţie liniară pe verticală). Rezolvarea acestora se face analitic, grafic sau prin metode analogice dintre care se aminteşte metoda analogiei elastohidrostatice propusă de profesorul Cristea Mateescu, cu ajutorul căreia se poate afla comod forma de echilibru a unui jgheab cu perete subţire.

2.6.2. **Pereţi cu dublă curbură.** Se separă din suprafaţa cu dublă curbură un element dreptunghiular cu laturile ds_1 şi ds_2 ca în fig. III.17 şi se scriu ecuaţiile de echilibru. Pentru aceasta se consideră forţele de legătură şi rezultanta presiunilor care acţionează elementul curbiliniu pe cele două feţe ale sale şi care este egală cu $p ds_1 ds_2$ aplicată normal în centrul I al elementului.

Pentru cazul acţiunii unui lichid pe o singură parte a peretelui $p = \gamma z$ ecuaţia de echilibru este:

$$2T_1 \sin\frac{d\alpha}{2}\, ds_2 + 2T_2 \sin\frac{d\varphi}{2}\, ds_1 = \pm \gamma z\, ds_1\, ds_2, \qquad \text{(III.104)}$$

unde semnul + indică acţiunea lichidului din partea concavă iar semnul — acţiunea din partea convexă. În această ecuaţie (obţinută prin proiecţia forţelor considerate pe normala MN şi neglijarea infinitilor mici de ordinul doi) s-au notat cu $d\alpha$ şi $d\varphi$ unghiurile formate de normalele la elementul de suprafaţă considerat, duse în vîrfurile acesteia (deci la extremităţile arcelor ds_1 şi ds_2).

În continuare cu expresiile razelor de curbură stabilite pentru diedrul considerat sub forma:

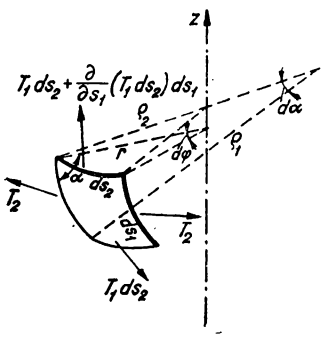


Fig. III.18. Element dintr-un perete cu suprafață de rotație.

$$\rho_1 = \frac{ds_1}{d\alpha} \text{ și } \rho_2 = \frac{ds_2}{d\varphi} \tag{III.105}$$

și cu aproximațiile:

$$2 \sin \frac{d\alpha}{2} = d\alpha \text{ și } 2 \sin \frac{d\varphi}{2} = d\varphi, \tag{III.106}$$

ecuația (III.104) devine:

$$\frac{T_1}{\rho_1} + \frac{T_2}{\rho_2} = \gamma z. \tag{III.107}$$

În această egalitate se consideră raza de curbură pozitivă în cazul concavității udate și negativă în caz contrar.

2.6.3. **Pereți-suprafețe de rotație**. Pentru tratarea problemei se consideră un sistem de referință format din axa de rotație z și raza r a cercurilor paralele. Ca în cazul precedent se separă un element curbiliniu ca în fig. III.18 iar în calcul se vor considera forțele de legătură pe latúrile elementului și încărcarea sa cu presiunea p (se neglijează greutatea peretelui). În această situație ecuația de echilibru scrisă după normala în centrul elementului considerat este:

$$\frac{T_1 \, d(\sin \alpha)}{dr} + \frac{T_2 \sin \alpha}{r} = \gamma z. \tag{III.108}$$

La stabilirea acesteia s-a folosit relația:

$$\rho_1 = \frac{dr}{\cos \alpha \, d\alpha} = \frac{dr}{d(\sin \alpha)}, \tag{III.109}$$

obținută prin considerarea egalităților:

$$r = \rho_2 \cos \left(\frac{\pi}{2} - \alpha \right) = \rho_2 \sin \alpha \tag{III.110}$$

și

$$\rho_1 = \frac{ds_1}{-d\alpha}; \quad dr = -ds_1 \cos \alpha.$$

Pentru cazul particular $T_1 = T_2 = \text{const}$ pe întreaga suprafață în echilibru, se capătă ecuația formei unei picături de lichid așezată pe un plan orizontal.

3. HIDRODINAMICA GENERALĂ

3.1. ELEMENTE ALE MIŞCĂRII. CLASIFICAREA MIŞCĂRILOR

3.1.1. **Elemente ale mişcării.** În cele ce urmează se vor prezenta cîteva din elementele mişcării unui fluid, care se vor folosi în tratările ulterioare:

— traiectorie, curba descrisă de centrul unei particule fluide, în mişcarea sa;

— linia de curent, curba la care la un moment dat, sînt tangente vitezele. Liniile de curent sînt reprezentate de ecuaţiile:

$$\frac{dx}{u_x} = \frac{dy}{u_y} = \frac{dz}{u_z}; \tag{III.111}$$

— tub de curent, suprafaţa tubulară formată de liniile de curent care se sprijină pe o curbă închisă;

— tub elementar de curent, tubul de curent a cărui secţiune transversală este suficient de mică, pentru a admite pe ea o distribuţie uniformă a vitezelor şi presiunilor;

— suprafaţă de curent, suprafaţă formată de liniile de curent care se sprijină pe o curbă oarecare;

— fir de curent, fluidul din interiorul unui tub elementar de curent;

— curent de fluid, mediul fluid în mişcare;

— curent unidimensional, curentul de fluid mărginit de o suprafaţă de curent, tubulară, formată parţial sau total din pereţi solizi cu dimensiuni transversale mici în raport cu lungimea, astfel că mişcarea se poate prezenta printr-o schemă unidimensională;

— secţiune vie, suprafaţa ortogonală la liniile de curent;

— secţiunea curentului, aria secţiunii vii a unui curent unidimensional;

— perimetrul udat, lungimea perimetrului secţiunii transversale a curentului unidimensional care este format din pereţi rigizi;

— raza hidraulică, raportul dintre secţiunea curentului şi perimetrul udat

$$\mathcal{R} = \frac{A}{\mathcal{P}};$$

— debit, limita raportului între volumul de fluid care trece printr-o suprafaţă A, într-un timp Δt şi intervalul de timp cînd acesta tinde către zero, respectiv:

$$Q = \lim_{\Delta t \to 0} \frac{\Delta V}{\Delta t} = \int_A \vec{u}\, dA. \tag{III.112}$$

Debitele pot fi exprimate atît în volum Q cît şi în greutate $Q_g = \gamma Q$ sau în masă $Q_M = \rho Q$;

— viteza medie, viteza caracteristică a schemei unidimensionale a curentului, egală cu raportul dintre debitul curentului şi secţiunea sa.

3.1.2. **Clasificarea mişcărilor.** Este posibil a se face clasificarea mişcărilor din diferite puncte de vedere, dintre care se prezintă unele în continuare.

Din punctul de vedere al desfăşurării în timp a mişcării se deosebesc :

— mişcarea permanentă, mişcare la care parametrii locali sînt constanţi în timp ;

— mişcare nepermanentă sau variabilă, mişcarea la care parametrii locali variază în timp ;

— mişcare periodică, mişcarea nepermanentă la care parametrii locali sînt funcţii periodice de timp ;

— mişcare tranzitorie, mişcarea permanentă prin care se realizează trecerea între două stări de mişcare permanentă sau periodică ;

— mişcare lent variabilă, mişcarea nepermanentă la care variabilitatea în timp este redusă ;

— mişcare rapid variabilă, mişcarea nepermanentă la care variabilitatea în timp a mişcării este pronunţată.

Din punctul de vedere al desfăşurării în spaţiu a mişcării se deosebesc :

— mişcare paralelă, mişcarea la care liniile de curent sînt rectilinii şi paralele ;

— mişcare uniformă, mişcarea paralelă la care vitezele locale se menţin constante în lungul aceleiaşi linii de curent ;

— mişcare omogen uniformă, mişcarea paralelă cu viteze constante în tot domeniul de mişcare considerat ;

— mişcare neuniformă, mişcarea la care vitezele locale variază în lungul unei linii de curent sau la care liniile de curent nu sînt rectilinii şi paralele ;

— mişcare gradual variată, mişcare cu un grad de neuniformitate spaţială redus, astfel că poate fi asimilată local cu o mişcare paralelă ;

— mişcare rapid variată, mişcarea cu un grad de neuniformitate spaţială pronunţat.

Din punctul de vedere al tratării mişcării se deosebesc :

— mişcare spaţială sau tridimensională, mişcarea la care mărimile fizice variază în raport cu toate cele trei variabile spaţiale ;

— mişcare plană sau bidimensională, mişcarea identică în plane paralele cu un plan dat ;

— mişcare axial simetrică, mişcarea identică în plane care trec printr-un acelaşi ax ;

— mişcare unidimensională, mişcarea la care mărimile fizice pot fi exprimate ca funcţie de o singură variabilă spaţială.

Din punctul de vedere al limitelor domeniului în care se produce mişcarea se deosebesc :

— curent cu suprafaţă liberă, masa de lichid în mişcare cu o suprafaţă în contact cu un gaz, deformabilă la schimbarea condiţiilor de mişcare ;

— curent sub presiune, un curent de fluid mărginit de pereţi rigizi ;

— jetul de fluid, un curent de fluid cu mişcare individualizată într-un domeniu ocupat de un fluid în repaus sau în mişcare.

Din punctul de vedere al structurii fizice a mişcării se deosebesc :

— mişcare laminară, mişcarea cu structură ordonată la care particulele îşi păstrează individualitatea (se face abstracţie de fenomenul difuziei moleculare) ;

— mişcare turbulentă, mişcarea cu structură aparent dezordonată la care particulele nu-şi menţin individualitatea. Îi este caracteristic fenomenul de pulsaţie a vitezei locale, cu schimb intens de substanţă între straturi (difuzia turbulentă).

În afară de acestea, în practică se mai întîlnesc şi alte clasificări care se vor aminti pe parcurs.

3.2. HIDRODINAMICA LICHIDELOR PERFECTE

Se consideră fluidul perfect, deoarece acest model de calcul constituie în multe cazuri o aproximaţie bună a comportării fluidelor reale.

3.2.1. Relaţia energiilor pentru firul de curent (relaţia lui Bernoulli). Aşa cum s-a arătat anterior, pentru fluidele perfecte sînt valabile ecuaţiile Euler (v. relaţia III.33), care pentru cazul mişcărilor permanente (marea majoritate a mişcărilor de care ne ocupăm şi pentru care se admite la lichide ipoteza incompresibilităţii) şi pentru cazul în care forţele masice derivă dintr-un potenţial π (v. relaţia III.59) are forma:

$$\begin{aligned} u_x \frac{\partial u_x}{\partial x} + u_y \frac{\partial u_x}{\partial y} + u_z \frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} &= - \frac{\partial \pi}{\partial x}; \\ u_x \frac{\partial u_y}{\partial x} + u_y \frac{\partial u_y}{\partial y} + u_z \frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial y} &= - \frac{\partial \pi}{\partial y}; \\ u_x \frac{\partial u_z}{\partial x} + u_y \frac{\partial u_z}{\partial y} + u_z \frac{\partial u_z}{\partial z} + \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} &= - \frac{\partial \pi}{\partial z}. \end{aligned} \qquad \text{(III.113)}$$

Printr-o serie de operaţii matematice simple sistemul de ecuaţii poate fi scris pentru o linie de curent sub forma:

$$\mathrm{d}\left(\frac{u^2}{2} + \frac{p}{\rho} + \pi\right) = 0, \qquad \text{(III.114)}$$

iar soluţia acestei ecuaţii diferenţiale este:

$$\frac{u^2}{2} + \frac{p}{\rho} + \pi = \text{const.} \qquad \text{(III.115)}$$

Pentru cazul cîmpului gravitaţional paralel potenţialul are valoarea $\pi = gz$ şi relaţia (III.115) devine după împărţirea cu g:

$$\frac{u^2}{2g} + \frac{p}{\gamma} + z = \text{const} \qquad \text{(III.116)}$$

şi poartă numele de *relaţia lui Bernoulli*. Aceasta este una dintre cele mai importante formule din hidraulică şi după cum s-a arătat constituie o integrală a ecuaţiilor Euler, pentru cazul mişcării permanente a unui fluid greu, incompresibil.

Relaţia lui Bernoulli (III.116) este din punct de vedere dimensional o sumă de lungimi, ceea ce permite o reprezentare grafică prin care fiecărui termen al relaţiei i se ataşează o lungime. Astfel, relaţia lui Bernoulli scrisă între două puncte ale unei linii de curent *1* şi *2*:

$$\frac{u_1^2}{2g} + \frac{p_1}{\gamma} + z_1 = \frac{u_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\gamma} + z_2, \qquad \text{(III.117)}$$

are reprezentarea grafică înfățișată în fig. III.19. În legătură cu reprezentarea se precizează următoarele noțiuni : înălțimea piezometrică — p/γ, înălțimea cinetică — $u^2/2g$ cota punctului — z (față de un plan de referință), cota piezometrică $\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)$. Deci, pentru un punct al aceleiași linii de curent, suma celor 3 lungimi atașate este constantă.

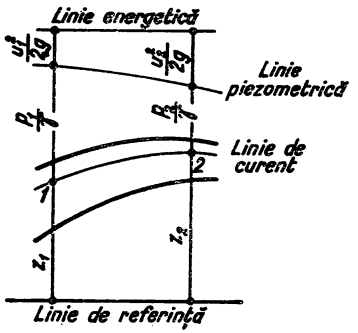


Fig. III.19. Reprezentarea grafică a relației lui Bernoulli.

În reprezentarea grafică apar următoarele linii caracteristice ale mișcării : linia de referință (planul de referință), linia de curent, linia piezometrică care este curba reprezentativă a cotei piezometrice în lungul curentului și linia energetică care este curba reprezentativă a energiei curentului (față de linia de referință) și care pentru cazul fluidelor perfecte este paralelă cu linia de referință.

Pentru interpretarea energetică a relației lui Bernoulli se reamintește că pe parcursul calculelor efectuate, termenii care în final apar dimensional lungimi, au fost obținuți prin împărțire cu masa elementului considerat $\rho\, dx\, dy\, dz$ (v. relația III.27) și cu valoarea accelerației g (v. relația III.116) și deci și în acest caz în urma unui raționament asemănător celui făcut pentru statica fluidelor (v. § 2.3) relația lui Bernoulli este o sumă de energii raportate la unitatea de greutate a fluidului considerat. Astfel sînt : energia de poziție z, energia de presiune p/γ și energia cinetică $u^2/2g$, iar suma $\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)$ este energia potențială.

Se demonstrează că pentru mișcările potențiale, constanta din relația lui Bernoulli este aceeași pentru întreaga masă a fluidului în mișcare ; spre deosebire de cazul general pentru care fiecărei linii de curent îi corespunde o valoare a constantei.

Relația lui Bernoulli este deci o relație a energiilor ea putînd fi scrisă și pentru alte situații în care să se țină seamă de compresibilitate, de frecări și de nepermanența unei mișcări. În toate aceste situații relațiile finale care se stabilesc între energii, sînt integrale ale ecuațiilor de mișcare și pot fi considerate generalizări ale relației lui Bernoulli. Astfel, pentru mișcările nepermanente ale fluidelor perfecte incompresibile relația energiilor are forma :

$$z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g} + \frac{1}{g}\int \frac{\partial u}{\partial t}\, ds = \text{const.} \qquad \text{(III.118)}$$

3.2.2. Relația energiilor pentru curentul de fluid. Se consideră curentul de fluid perfect incompresibil format dintr-o infinitate de fire de curent și se precizează valoarea vitezei medii într-o secțiune transversală a curentului, cu ajutorul relației :

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{1}{A}\int_A dQ = \frac{1}{A}\int_A u\, dA, \qquad \text{(III.119)}$$

în care u este viteza locală în diferite puncte ale secțiunii transversale de arie A.

Ecuația energiei pentru unul din firele de curent ce alcătuiesc curentul considerat este în cazul de față ecuația lui Bernoulli (III.116), iar energia medie în secțiunea transversală este:

$$\frac{1}{Q}\int_A \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g}\right) dQ = \text{const.} \tag{III.120}$$

În relația (III.120), suma $\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)$ poate fi considerată constantă în secțiune, pentru marea majoritate a mișcărilor studiate de hidraulică. În ceea ce privește energia specifică cinetică medie, aceasta se calculează sub forma:

$$\frac{1}{Q}\int_A \frac{u^2}{2g} dQ = \alpha \frac{v^2}{2g}, \tag{III.121}$$

în care α este coeficientul lui Coriolis și materializează gradul de neuniformitate al repartiției vitezei locale în secțiunea transversală a curentului. Coeficientul lui Coriolis are valori supraunitare cuprinse în general între 1 și 1,1 și mai mari în cazul mișcărilor cu un grad mare de neuniformitate (cazul saltului hidraulic).

În această situație, pentru curentul de fluid ecuația energiilor are forma:

$$\left(z + \frac{p}{\gamma}\right) + \frac{\alpha v^2}{2g} = \text{const} \tag{III.122}$$

și se scrie pentru axul curentului respectiv.

3.3. MIȘCĂRI POTENȚIALE

Mișcările fluidelor perfecte incompresibile la care vitezele locale derivă dintr-un potențial, alcătuiesc clasa mișcărilor potențiale. Aceste mișcări sînt definite cu ajutorul unei funcții scalare φ prin derivarea căreia pot fi determinate componentele vitezei u. Astfel:

$$u_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x}; \quad u_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y}; \quad u_z = \frac{\partial \varphi}{\partial z} \tag{III.123}$$

și funcția poartă numele de *potențial de viteze* sau *funcție de potențial*. Pentru aceste mișcări se poate dovedi simplu că rotorul are componentele nule, deci ele sînt și irotaționale.

În tehnică au importanță în general, mișcările plane potențiale, care permit un studiu riguros și relativ simplu. Pentru aceasta, în cele ce urmează se vor preciza elementele legate de această categorie de mișcări potențiale.

În cazul problemei plane definite cu ajutorul sistemului de variabile xoy viteza locală u va avea componentele:

$$u_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x}; \quad u_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y} \tag{III.124}$$

şi respectiv rotorul va fi :

$$\frac{\partial u_y}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial y} = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y \partial x} = 0. \tag{III.125}$$

Pentru mişcările potenţiale plane permanente continuitatea se exprimă cu ajutorul ecuaţiei generale (III.12) care se particularizează sub forma :

$$\operatorname{div} \vec{u} = \frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = 0, \tag{III.126}$$

sau :

$$\Delta \varphi = 0. \tag{III.127}$$

Rezultă că pentru această categorie de mişcări, potenţialul de viteze este o funcţie armonică şi deci determinarea soluţiei unei mişcări potenţiale plane şi permanente se reduce la determinarea unei funcţii armonice. Reciproc, oricărei funcţii armonice $\varphi(x, y)$ i se poate ataşa o mişcare potenţială plană (se vor considera desigur, numai acele mişcări care au şi un sens fizic).

Ecuaţia de continuitate mai este satisfăcută şi de o altă funcţie scalară $\psi(x, y)$ dacă :

$$u_x = \frac{\partial \psi}{\partial y} \quad \text{şi} \quad u_y = -\frac{\partial \psi}{\partial x}. \tag{III.128}$$

Din condiţia de irotaţionalitate (pentru ca mişcarea să se păstreze potenţială) rezultă :

$$\frac{\partial u_y}{\partial_x} - \frac{\partial u_x}{\partial y} = -\frac{\partial^2 \psi}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \psi}{\partial y^2} = \Delta \psi = 0 \tag{III.129}$$

şi :

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}; \qquad \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x}, \tag{III.130}$$

deci funcţiile $\varphi(x, y)$ şi $\psi(x, y)$ sînt funcţii armonice conjugate, adică îndeplinesc condiţiile Cauchy-Riemann. Ele pot fi astfel, partea reală şi partea imaginară a unei funcţii analitice de variabilă complexă $z = x + iy$, în felul acesta se poate stabili o legătură între mişcările potenţiale plane şi teoria funcţiilor de variabilă complexă. Aici trebuie subliniat că nu este vorba de o identitate între funcţiile de variabilă complexă şi mişcările potenţiale ci numai de posibilitatea de a ataşa unei funcţii de variabilă complexă o mişcare potenţială plană. Se poate întîmpla ca o funcţie de variabilă complexă să reprezinte o mişcare potenţială plană care însă să nu aibă o semnificaţie fizică.

3.3.1. Definiții și notații folosite în studiul mișcărilor potențiale plane. O funcție de variabilă complexă $z = x + iy$ căreia i se poate atașa o mișcare potențială plană, se scrie:

$$W(z) = \varphi(x, y) + i\psi(x, y), \tag{III.131}$$

în care $W(z)$ este potențialul complex al mișcării. Funcția $\varphi(x, y)$ se numește *potențialul vitezelor* așa cum s-a arătat, iar funcția $\psi(x, y)$, se numește *funcție de curent*, deoarece ecuația $\psi(x, y) = \delta$, unde δ este un parametru, verifică ecuația liniilor de curent. Într-adevăr, dacă se ține seamă de relațiile (III.130), ecuația diferențială a liniilor de curent (III.111), se scrie:

$$\frac{\partial \psi}{\partial x}\,dx + \frac{\partial \psi}{\partial y}\,dy = 0. \tag{III.132}$$

Familia liniilor de curent este ortogonală la familia liniilor echipotențiale, deci coeficienții unghiulari se vor găsi în relația:

$$m_\varphi = -\frac{1}{m_\psi}. \tag{III.133}$$

Aceasta se poate dovedi ușor dacă se consideră relațiile (III.130), ce conduc la:

$$\frac{\dfrac{\partial \varphi}{\partial x}}{\dfrac{\partial \varphi}{\partial y}} = -\frac{1}{\dfrac{\dfrac{\partial \psi}{\partial x}}{\dfrac{\partial \psi}{\partial y}}}, \tag{III.134}$$

care nu este altceva decît relația anterioară între coeficienții unghiulari ai unei linii echipotențiale și ai unei linii de curent care trec printr-un punct de coordonate x, y al planului mișcării. Liniile echipotențiale alcătuiesc o familie de curbe reprezentate de ecuația $\varphi(x, y) = \beta$ și în care β este un parametru care poate lua orice valoare reală.

Figura geometrică formată din totalitatea liniilor de curent și din totalitatea liniilor echipotențiale, corespunzătoare unei anumite mișcări, constituie *spectrul hidrodinamic* al acelei mișcări.

Pentru potențialul complex al mișcării $W(z)$ se poate calcula derivata într-un punct, după orice direcție. Deoarece funcția $W(z)$ este analitică, este dovedit că valoarea derivatei este aceeași, indiferent de direcția considerată, deci:

$$\frac{dW}{dz} = \frac{dW}{dx} = \frac{\partial \varphi}{\partial x} + i\frac{\partial \psi}{\partial x} = u - iv. \tag{III.135}$$

Mărimea $u - iv$ astfel obținută, este conjugată cu mărimea $u + iv$ numită *viteză complexă*. Derivata potențialului complex al mișcării reprezintă deci o *viteză conjugată*.

Circulația este o mărime hidraulică importantă, și este analogă cu noțiunea de lucru mecanic. Pentru definirea acesteia se consideră o mișcare plană și o curbă c care este intersectată în fiecare punct al ei, de o linie de curent a acestei mișcări. Într-un punct oarecare al curbei c considerată, se poate preciza o viteză $\vec{u}$ a cărei componentă după tangenta la c în punctul considerat, este $u \cos \theta$. *Circulația vitezei* de-a lungul curbei c între punctele M și N este dată de expresia:

$$\Gamma_{MN} = \int_M^N u \cos \theta \, ds = \int_M^N \vec{u} \, \vec{ds} = \int_M^N (u_x \, dx + u_y \, dy). \tag{III.136}$$

Atunci cînd se consideră componenta normală a vitezei la curba c, se poate stabili ușor debitul care trece prin elementul ds sub forma:

$$dQ = u \sin \theta \, ds = u_x dy - u_y dx. \tag{III.137}$$

Debitul care trece prin arcul MN al curbei c va fi:

$$Q_{MN} = \int_M^N (u_x dy - u_y dx), \tag{III.138}$$

sau dacă se ține seamă de expresiile componentelor vitezei, se obțin:

$$Q_{MN} = \int_M^N \left(\frac{\partial \psi}{\partial y} dy + \frac{\partial \psi}{\partial x} dx \right) = \int_M^N d\psi = \psi_N - \psi_M . \tag{III.139}$$

Din rezultatul căpătat se vede că debitul depinde numai de punctele extreme ale parcursului de integrare nu și de forma curbei c între aceste limite.

Problemele care pot fi studiate cu ajutorul teoriei mișcărilor potențiale se pot trata direct sau indirect, amîndouă procedeele avînd importanță practică.

În cazul tratării directe se dau: domeniul în care are loc o mișcare potențială plană și condițiile la limită, și se cere potențialul complex $W(z)$ care corespunde acestei mișcări.

În cazul tratării indirecte se dă un potențial complex $W(z)$ și se cere a se preciza mișcarea potențială plană care îi corespunde. Acest mod de tratare a fost amplu abordat deoarece rezolvarea unui mare număr de astfel de probleme indirecte oferă material și soluții care pot fi folosite la o serie de probleme ridicate de practică. În cele ce urmează se vor prezenta cîteva astfel de probleme indirecte.

3.3.2. Exemple de probleme indirecte. 3.3.2.1. *Mișcarea paralelă.* Potențialul complex al mișcării este:

$$W(z) = V Z , \tag{III.140}$$

în care: V este un număr complex $A + iB$, deci:

$$W(z) = \varphi + i\psi = (A + iB)(x+iy) = Ax - By + i(Bx + Ay). \tag{III.141}$$

Spectrul hidrodinamic (fig. III.20) este dat de familiile de drepte:

$$\varphi(x, y) = Ax - By = \beta ; \tag{III.142}$$

$$\psi(x, y) = Bx + Ay = \delta$$

şi liniile de curent fac cu axa reală unghiul θ precizat prin $\mathrm{tg}\theta = -B/A$. Componentele vitezei sînt:

$$u_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} = A \quad \text{şi} \quad u_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -B, \tag{III.143}$$

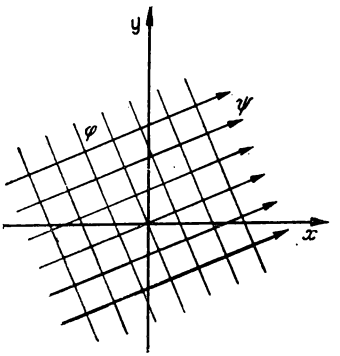


Fig. III.20. Spectrul hidrodinamic al mişcării paralele.

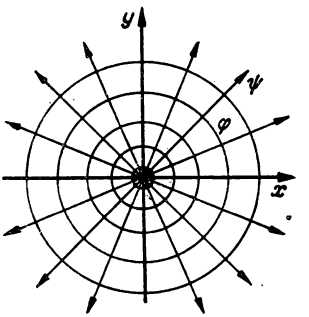


Fig. III.21. Spectrul hidrodinamic al mişcării produse de o sursă punctiformă.

iar viteza complexă conjugată este:

$$\frac{\mathrm{d}W}{\mathrm{d}z} = u_x - i\,u_y = A + iB. \tag{III.144}$$

În cazul $B = 0$, liniile de curent şi vitezele sînt paralele cu axa reală iar în cazul $A = 0$, liniile de curent şi vitezele sînt paralele cu axa imaginară.

3.3.2.2. *Mişcarea produsă de o sursă punctiformă.* Potenţialul complex al mişcării este:

$$W(z) = C \ln z, \tag{III.145}$$

unde C este o constantă reală. Prin folosirea coordonatelor polare se poate scrie:

$$W(z) = C \ln (re^{i\theta}) = C(\ln r + i\theta) = C\ln r + iC\theta. \tag{III.146}$$

Spectrul hidrodinamic (fig. III.21) este reprezentat de ecuaţiile:

$$\varphi = C \ln r = \beta; \tag{III.147}$$
$$\psi = C.\ \theta = \delta,$$

care precizează liniile echipotenţiale sub forma unor cercuri cu centrul în origina axelor de coordonate iar liniile de curent sub forma unor drepte care trec prin origine.

Componentele vitezei sînt:

$$u_r = \frac{\partial \varphi}{\partial r} = \frac{C}{r}, \quad u_\theta = \frac{1}{r}\frac{\partial \varphi}{\partial \theta} = 0. \tag{III.148}$$

Dacă $C > 0$, mişcarea are sensul din fig. III.21 şi avem o sursă pozitivă sau un izvor. Dacă $C < 0$, mişcarea este în sens contrar şi avem o sursă negativă sau un puţ (absorbant).

Potenţialul $W(z) = C \ln z$ are un punct singular corespunzător valorii $z = 0$, ceea ce înseamnă că potenţialul va putea reprezenta mişcarea în tot planul în afară de origine. Singularitatea conduce la valoarea infinită a vitezei în origine, ceea ce din punct de vedere fizic nu este realizabil.

Pentru precizarea semnificaţiei fizice a constantei C se calculează debitul sursei:

$$Q = \int dQ = \int_0^{2\pi} u_r \, ds = \int_0^{2\pi} C \, d\theta = 2\pi C, \tag{III.149}$$

deci:

$$C = \frac{Q}{2\pi} \tag{III.150}$$

şi potenţialul complex se va putea scrie pentru cazul general al sursei:

$$W(z) = \pm \frac{Q}{2\pi} \ln z. \tag{III.151}$$

Dacă sursa nu este situată în originea axelor de coordonate, ci într-un punct oarecare al planului de afixă $a = b + ic$ potenţialul complex al acesteia este:

$$W(z) = \pm \frac{Q}{2\pi} \ln (z - a). \tag{III.152}$$

3.3.2.3. *Mişcarea produsă de un turbion vîrtej.* Potenţialul complex al mişcării este:

$$W(z) = iC \ln z, \tag{III.153}$$

în care C este o constantă reală. Din comparaţia acestei mişcări cu mişcarea în cazul sursei se constată o inversiune a familiilor de curbe caracteristice. Astfel, în cazul turbionului liniile echipotenţiale sînt drepte care trec prin origine, reprezentate de $\varphi = -C\theta$ iar liniile de curent sînt cercuri concentrice cu centrul în origine reprezentate de $\psi = C \ln r$. Spectrul hidrodinamic al mişcării are aceeaşi înfăţişare cu spectrul prezentat în fig. III.21 cu remarca inversiunii familiilor de curbe.

Pentru precizarea semnificației fizice a constantei în acest caz se calculează circulația de-a lungul unei curbe închise care înconjoară originea, de exemplu de-a lungul unui cerc de rază r:

$$\Gamma = \int d\Gamma = \int \vec{u}\,\vec{ds} = \int u\theta\, ds = \pm \int_0^{2\pi} C\, d\theta = \pm C\, 2\pi; \qquad \text{(III.154)}$$

deci:

$$C = \pm \frac{\Gamma}{2\pi}.$$

Viteza u are expresia $u\theta = \frac{1}{r}\frac{\partial \varphi}{\partial \theta} = \pm \frac{C}{r}$

și potențialul complex se poate scrie astfel:

$$W(z) = \pm \frac{i\,\Gamma}{2\pi} \ln z. \qquad \text{(III.155)}$$

3.3.2.4. *Mișcarea produsă de un dipol (dublet).* Prin dipol se înțelege un sistem format din două surse infinit vecine cu intensități egale și de sens contrar care are potențialul complex:

$$W(z) = \frac{C}{z}, \qquad \text{(III.156)}$$

în care C este o constantă reală.

Spectrul hidrodinamic (fig. III.22) este reprezentat de ecuațiile:

$$\varphi = \frac{Cx}{x^2 + y^2} = \beta, \text{ respectiv } x^2 + y^2 \pm \frac{C}{\beta} x = 0;$$

$$\psi = \frac{Cy}{x^2 + y^2} = \delta, \text{ respectiv } x^2 + y^2 \pm \frac{C}{\delta} y = 0 \qquad \text{(III.157)}$$

și este format din două familii de cercuri care trec prin origine și au centrele pe axele de coordonate.

Componentele vitezei într-un punct de coordonate x, y sînt:

$$u_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{Cx}{x^2 + y^2}\right), \qquad u_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y} = \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{Cx}{x^2 + y^2}\right). \qquad \text{(III.158)}$$

3.3.2.5. *Mişcarea cu circulaţie în jurul unei plăci plane.* Potenţialul complex al mişcării este :

$$W(z) = \arccos \frac{z}{C}, \tag{III.159}$$

în care C este o constantă reală.

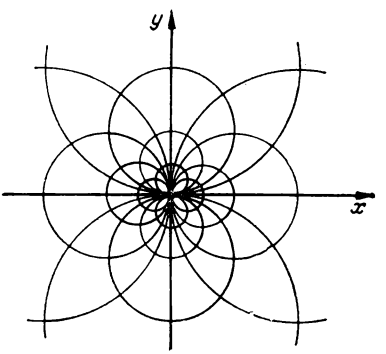


Fig. III.22. Spectrul hidrodinamic al mişcării produsă de un dipol.

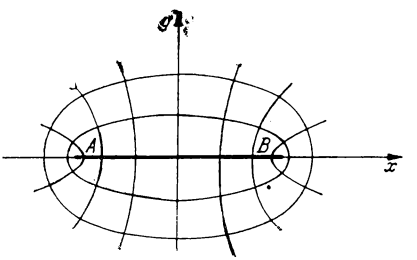


Fig. III.23. Spectrul hidrodinamic al mişcării cu circulaţie în jurul unei plăci plane.

Se poate scrie :

$$z = C \cos W(z) = C \cos(\varphi + i\psi) = C(\cos\varphi \cos i\psi - \sin\varphi \sin i\psi), \tag{III.160}$$

sau :

$$z = x + iy = C(\cos\varphi \operatorname{ch}\psi - i \sin\varphi \operatorname{sh}\psi), \tag{III.161}$$

din care rezultă :

$$\frac{x}{C \operatorname{ch}\psi} = \cos\varphi\,; \qquad \frac{y}{C \operatorname{sh}\psi} = \sin\varphi. \tag{III.162}$$

În această situaţie liniile de curent formează o familie de elipse omofocale (fig. III.23) :

$$\frac{x^2}{C^2 \operatorname{ch}^2\psi} + \frac{y^2}{C^2 \operatorname{sh}^2\psi} = 1, \tag{III.163}$$

cu distanţa focală C.

În același timp, deoarece:

$$\frac{x}{C\cos\varphi} = \operatorname{ch}\psi \text{ și } \frac{y}{C\sin\varphi} = -\operatorname{sh}\psi, \tag{III.164}$$

se constată că liniile echipotențiale vor fi hiperbole omofocale reprezentate de relația:

$$\frac{x^2}{C^2\cos^2\varphi} - \frac{y^2}{C^2\sin^2\varphi} = 1 \tag{III.165}$$

și cu aceeași distanță focală C.

3.3.2.6. *Mișcarea printr-o fantă.* Potențialul complex al mișcării este:

$$W(z) = \frac{1}{i}\arccos\frac{z}{C}, \tag{III.166}$$

în care C este o constantă reală.

Pentru această mișcare spectrul mișcării se obține din cel al mișcării cu circulație în jurul unei plăci plane prin schimbarea între ele a liniilor de curent și echipotențiale.

3.3.2.7. *Mișcarea între laturile unui unghi.* Potențialul complex al mișcării este:

$$W(z) = a\,z^n, \tag{III.167}$$

(a și n sînt constante reale) și reprezintă mișcarea între doi pereți plani care fac între ei un unghi egal cu π/n.

Se poate scrie în coordonate polare:

$$W(z) = a\,r^n e^{in\theta} = a\,r^n\cos n\,\theta + i\,ar^n\sin n\,\theta \tag{III.168}$$

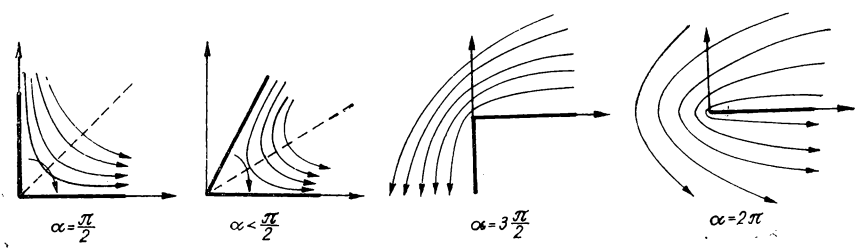


Fig. III.24. Mișcarea între laturile unui unghi.

și deci liniile echipotențiale și de curent sînt reprezentate de:

$$\varphi = a\,r^n\cos n\,\theta = \beta, \quad \psi = a\,r^n\sin n\theta = \delta. \tag{III.169}$$

Componentele vitezei în aceleași coordonate polare sînt:

$$u_r = \frac{\partial\varphi}{\partial r} = n\,a\,r^{n-1}\cos n\theta; \quad u_\theta = \frac{1}{r}\frac{\partial\varphi}{\partial\theta} = -\,a\,nr^{n-1}\sin n\theta. \tag{III.170}$$

În fig. III.24 sînt date cîteva cazuri particulare corespunzătoare diferitelor valori n.

3.3.2.8. *Adunarea cîmpurilor potențiale plane.* În practică, mișcările ce trebuie să fie studiate sînt în majoritatea cazurilor mai complicate și nu corespund unor potențiale complexe simple ca cele arătate. În aceste situații se caută să se facă o însumare a unor mișcări elementare cunoscute, pentru a se obține în final spectrul hidrodinamic al mișcării studiate. Însumarea se poate face atît analitic cît și grafic.

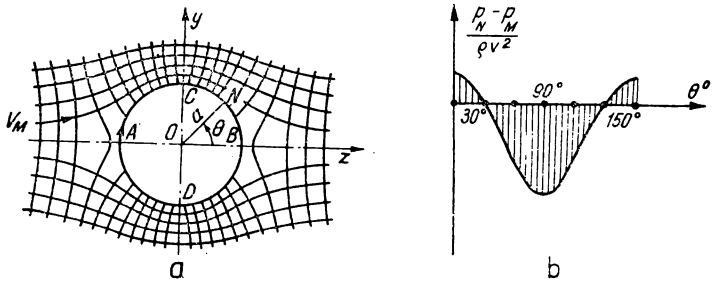


Fig. III.25. Mișcarea în jurul unui cerc.

Un exemplu de însumare analitică este *mișcarea în jurul unui cerc* și care rezultă prin suprapunerea (însumarea) unui curent paralel cu un dipol. Potențialul mișcării rezultante este:

$$W(z) = V\left(re^{i\theta} + \frac{C}{r}e^{-i\theta}\right) = V\left[r(\cos\theta + i\sin\theta) + \frac{C}{r}(\cos\theta - i\sin\theta)\right] =$$

$$= V\left(r + \frac{C}{r}\right)\cos\theta + i\left(r - \frac{C}{r}\right)\sin\theta = \varphi + i\psi \qquad \text{(III.171)}$$

și deci liniile caracteristice se vor obține prin:

$$\varphi = V\left(r + \frac{C}{r}\right)\cos\theta = \beta; \qquad \text{(III.172)}$$

$$\psi = V\left(r - \frac{C}{r}\right)\sin\theta = \delta.$$

În cazul acestei probleme V și C sînt constante reale, iar raza cercului în jurul căreia se produce mișcarea (fig. III. 25, *a*) este $r = \sqrt{C}$.

Componentele vitezei în coordonate polare sînt:

$$V_r = \frac{\partial\varphi}{\partial r} = V\left(1 - \frac{C}{r^2}\right)\cos\theta;$$

$$V_\theta = \frac{1}{r}\frac{\partial\varphi}{\partial\theta} = -\frac{1}{r}V\left(r + \frac{C}{r}\right)\sin\theta \qquad \text{(III.173)}$$

și pentru $r = \sqrt{C}$, deci la periferia cercului, vor avea valorile;

$$V_r = 0, \quad V_\theta = -2V\sin\theta. \qquad \text{(III.174)}$$

Pentru determinarea repartiției presiunilor pe obstacolul circular se aplică relația lui Bernoulli între un punct M foarte depărtat în curentul paralel (la infinit) și un punct N pe cerc. Se obține în acest fel:

$$p_N - p_M = \frac{\rho}{2}(v_M^2 - v_N^2) = \frac{\rho}{2} v_M^2 (1 - 4\sin^2\theta), \tag{III.175}$$

în care v_M este tocmai viteza curentului paralel v de care s-a vorbit anterior. Transcrierea adimensională a acestui rezultat sub forma:

$$\frac{p_N - p_M}{\rho v^2} = \frac{1}{2}(1 - 4\sin^2\theta), \tag{III.176}$$

permite reprezentarea grafică din fig. III. 25, *b*, care precizează zonele de presiuni pozitive și negative pe conturul unui obstacol circular așezat într-un curent paralel.

Problema se complică atunci cînd în afara mișcării paralele se consideră că fluidul are și o mișcare de rotație în jurul axului cercului. Potențialul complex al mișcării se obține în acest caz prin suprapunerea unui vîrtej peste mișcarea anterioară și va fi de forma:

$$W(z) = V\left(z + \frac{C}{z}\right) + i\frac{\Gamma}{2\pi}\ln\frac{z}{\sqrt{C}}. \tag{III.177}$$

Fără să se mai detalieze acest caz se prezintă în fig. III.26 mișcarea paralelă în jurul unui cerc cu circulația Γ în diferite situații ale valorii acesteia.

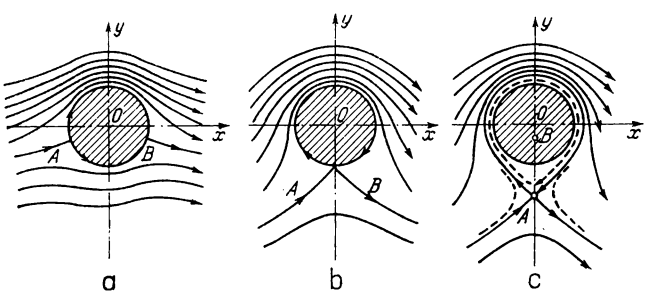


Fig. III.26. Mișcarea paralelă în jurul unui cerc cu circulație.

Metoda grafică de însumare a cîmpurilor potențiale constă în următoarele: se desenează suprapus liniile de curent ale mișcărilor ce se însumează și se unesc punctele de intersecție pentru care suma valorilor ψ ale mișcărilor componente este constantă. Astfel, pentru cazul suprapunerii a două mișcări $W'(z)$ și $W''(z)$ se reprezintă grafic familiile de curbe ψ' și ψ'' avînd diferite valori și apoi se unesc ca în fig. III.27 punctele de intersecție pentru care $\psi' + \psi'' = n$ și unde $n = 0, \pm 1, \pm 2, \pm 3, \ldots$

Prin această metodă grafică se pot rezolva o serie de probleme ca mişcarea în jurul diferitelor obstacole finite sau infinite (ca lungime), mişcarea în interiorul unei maşini hidraulice etc.

3.3.3. **Metode de tratare a problemelor directe.** S-a arătat că problemele directe constau în stabilirea potenţialului complex al unei mişcări oarecare. Rezolvarea acestor probleme este mult mai dificilă decît rezolvarea problemelor indirecte, dintre care s-au prezentat cîteva în paragraful anterior.

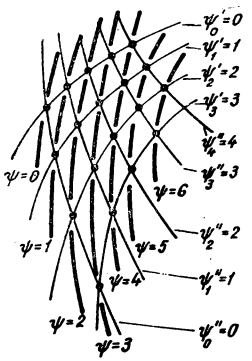


Fig. III.27. Suprapunerea a două mişcări potenţiale plane.

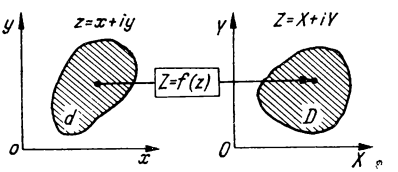


Fig. III.28. Schema transformării conforme.

În rezolvarea problemelor directe se folosesc procedee exacte bazate pe metoda transformărilor conforme şi diferite procedee aproximative.

3.3.3.1. *Metoda transformărilor conforme.* Prin această metodă cunoscută şi sub denumirea de metoda reprezentării conforme, se pot studia mişcări foarte complicate prin transformarea domeniului d în care se produc, într-un alt domeniu D pentru care se poate stabili cu uşurinţă potenţialul complex (fig. III.28).

O transformare $Z = f(z)$ a unui domeniu d dintr-un plan z într-un domeniu D, dintr-un plan Z se numeşte conformă dacă funcţia $f(z)$ este olomorfă în d şi dacă derivata ei nu se anulează în acest domeniu.

Proprietăţile transformărilor conforme sînt următoarele:

— figurile infinit mici se transformă în figuri asemenea pe cînd cele finite (mari) nu se transformă în figuri asemenea;

— transformarea conformă conservă unghiurile şi sensurile de parcurgere ale acestora.

Dacă se consideră o mişcare în planul z reprezentată prin potenţialul complex:

$$W(z) = \varphi(x, y) + i\psi(x, y) \tag{III.178}$$

şi dacă funcţia de transformare este

$$z = F(Z), \tag{III.179}$$

se poate scrie:

$$W(z) = W[F(Z)] \tag{III.180}$$

şi deci viteza complexă este:

$$\frac{dW}{dZ} = \frac{dW}{dz} \cdot \frac{dF}{dZ}, \tag{III.181}$$

sau

$$u_Z = u_z \frac{dF}{dZ}. \tag{III.182}$$

Aceasta arată că viteza complexă în planul transformat Z este egală cu produsul dintre viteza complexă în planul z şi derivata funcţiei de transformare.

În continuare se vor da cîteva exemple de funcţii de transformare şi semnificaţia lor.

1) $Z = z + a$, a este un număr complex şi funcţia reprezintă o translaţie;

2) $Z = az$, a este o constantă complexă şi funcţia reprezintă rotaţia şi omotetia unui domeniu d într-un domeniu D;

3) $Z = \frac{1}{z}$, reprezintă o inversare care practic poate fi transformarea unui cerc oarecare într-un alt cerc oarecare, sau a unui cerc ce trece prin originea planului z într-o dreaptă oarecare în planul Z, sau a unei drepte oarecare din planul z într-un cerc ce trece prin originea planului Z sau inversiunea unor drepte ce trec prin originile planurilor respective;

4) $Z = z + \frac{a^2}{z}$, poate transforma un cerc cu raza a, cu centrul în originea planului z într-un segment de dreaptă pe axa OX simetric faţă de origine. Această transformare are importanţă din punct de vedere mecanic prin analogia cu mecanismul bielă — manivelă.

Dacă cercul cu centrul în origine considerat are rază mai mare ca a, el se transformă într-o elipsă cu axa mare în lungul lui OX.

Transformarea sub formă generalizată poartă numele autorului ei Jukovski şi are posibilităţi mai mari decît cele arătate, dintre care sînt prezentate cîteva în tabelul III.5;

5) $Z = z - \frac{a^2}{z}$ reprezintă o transformare asemănătoare cu precedenta cu diferenţa că segmentul de dreaptă corespunzător cercului de rază a din planul Z este cuprins în axa OY, iar elipsele au axa mare în lungul axei OY;

6) $Z = C^z$, transformă familiile de drepte paralele cu axele de coordonate din planul z într-o familie de cercuri concentrice cu centrul în origine şi o familie de drepte ce trec prin originea planului Z.

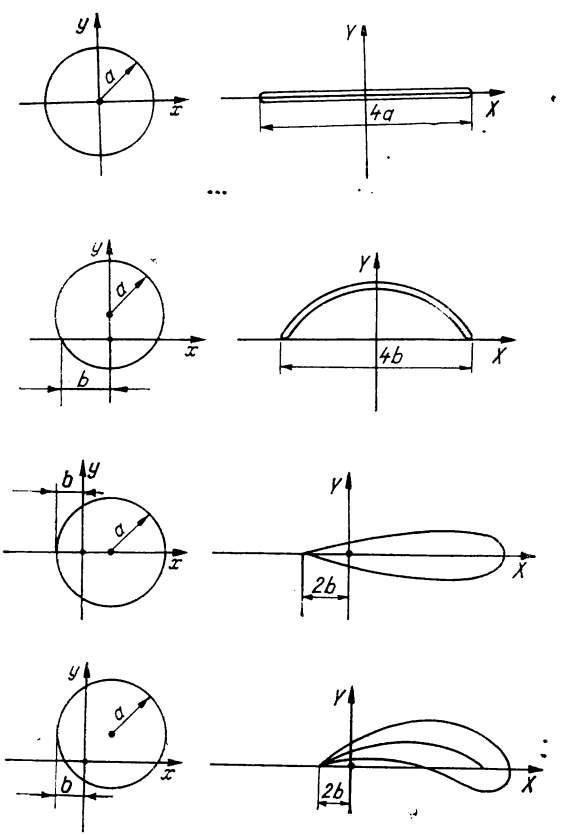
În practică se foloseşte foarte des şi metoda transformărilor conforme în şir folosindu-se o serie de transformări intermediare cunoscute, cum sînt cele menţionate mai înainte. Un exemplu de folosire a acestui procedeu ar fi precizarea funcţiei de transformare conformă a segmentului de dreaptă $x = 1$, $0 \leqslant y \leqslant 2\pi$ din planul z în tăietura $y = 0$, $-2l \leqslant x \leqslant 2l$ în planul Z. Pentru rezolvarea acestei probleme ţinem seamă de

funcţiile de transformare arătate la punctele (4 şi 6) şi conform fig. III.29 funcţia căutată de transformare este :

$$Z = e^z + e^{2-z}. \tag{III.183}$$

Tabelul III.5

Transformarea Jukovski



După ce s-au amintit cîteva elemente legate de transformările conforme să urmărim cum se folosesc acestea practic la rezolvarea unor probleme de mişcări potenţiale plane.

Fie în planul $z = x + iy$ curba c iar în planul $Z = X + iY$ curba C obţinută din c prin transformarea conformă $z = f(Z)$. Fie în planul z o mişcare potenţială plană

în jurul conturului c şi fie $W(z)$ potenţialul complex corespunzător acestei mişcări fig.III.30). Funcţia :

$$W_1(Z) = W[f(Z)], \tag{III.184}$$

poate fi considerată ca potenţialul complex al unei mişcări din planul Z în jurul conturului C. Într-adevăr, deoarece :

$$W(z) = \varphi(x, y) \pm i\psi(x, y) = \varphi_1(X, Y) + i\psi_1(X, Y) = W_1(Z), \tag{III.185}$$

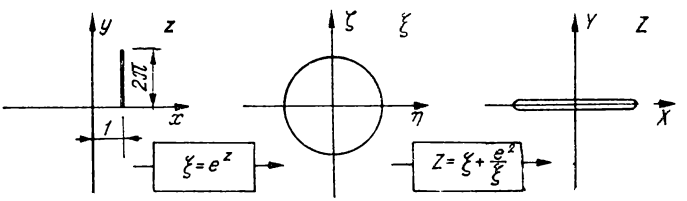


Fig. III.29. Exemplu de transformare conformă în şir.

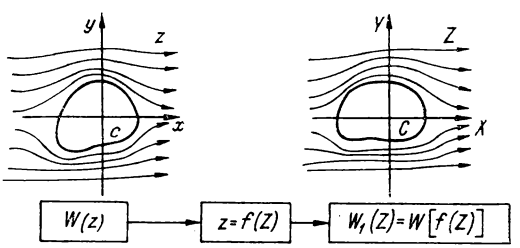


Fig. III.30. Schema de folosire a transformărilor conforme în mecanica fluidelor.

rezultă că în punctele omologe din cele două plane oarecare $\varphi = \varphi_1$ şi $\psi = \psi_1$ deci liniilor echipotenţiale din planul z le corespund tot linii echipotenţiale în planul Z iar liniilor de curent din planul z le corespund în planul Z tot linii de curent. În particular, dacă frontiera c este o linie de curent, atunci şi C va fi o linie de curent. Deci $W_1(Z) = W[f(Z)]$ reprezintă mişcarea potenţială plană în jurul profilului C din planul Z.

În acest fel, studiul mişcării potenţiale plane în jurul conturului C din Z, adică determinarea potenţialului $W_1(Z)$ se poate reduce la studiul unei mişcări potenţiale plane în jurul unui profil mai simplu, adică se poate reduce la determinarea potenţialului $W(z)$, dacă se cunoaşte reprezentarea conformă a unui domeniu pe celălalt.

Ca exemplu se presupune că curba c din planul z este un cerc cu centrul în origine şi cu raza a, iar C este o curbă închisă oarecare, obţinută din c, prin transformarea $z = f(Z)$. Pentru mişcarea unui curent paralel în jurul cercului, adică :

$$W(z) = V\left(z + \frac{a^2}{z}\right), \tag{III.186}$$

mişcarea în jurul lui C va fi dată de potenţialul complex :

$$W_1(Z) = W[f(Z)] = V\left[f(Z) + \frac{a^2}{f(Z)}\right]. \tag{III.187}$$

În tabelul III.6 sînt prezentate 4 exemple de folosire a transformărilor conforme la precizarea potenţialului complex al mişcării.

3.3.3.2. *Metoda analitică aproximativă prin diferenţe finite ; metoda reţelelor.* Această metodă constă în determinarea spectrului mişcării potenţiale plane prin calcul cu diferenţe finite a ecuaţiilor lui Laplace.

$$\Delta\varphi = 0 \text{ sau } \Delta\psi = 0.$$

Pentru aceasta se acoperă domeniul mişcării cu o reţea (de obicei pătratică) în care se aleg iniţial valori pentru funcţia considerată. Apoi se face calculul din punct în punct, ţinîndu-se seamă de condiţiile de unicitate ale problemei care se materializează prin anumite valori pe contur cît şi prin modul de calcul al valorilor.

Metoda dă rezultate cu atit mai exacte cu cît reţeaua de puncte este mai deasă, folosindu-se maşinile de calcul.

3.3.3.3. *Metodele experimentale.* Metodele experimentale pentru studiul mişcărilor potenţiale plane sînt diferite după procedeul folosit şi se amintesc :

— metoda Prasil, care materializează liniile de curent cu ajutorul coloranţilor răspîndiţi uniform pe fundul unei cuve în care se produce mişcarea. Particulele de lichid în mişcare dizolva o parte din cristalele colorantului apărînd liniile respective ;

— metoda Hele-Shaw, foloseşte o mişcare laminară în care lansează cu ajutorul unor injectoare un număr mare de dîre colorate, ce-şi păstrează individualitatea materializînd liniile de curent ;

— metoda analogiei electrohidrodinamice se bazează pe analogia formală între ecuaţiile reprezentative ale unei mişcări potenţiale plane şi ecuaţiile de transmitere a unui curent electric printr-un mediu omogen. Metoda este astăzi mult folosită în special pentru studiul mişcării lichidelor prin medii permeabile.

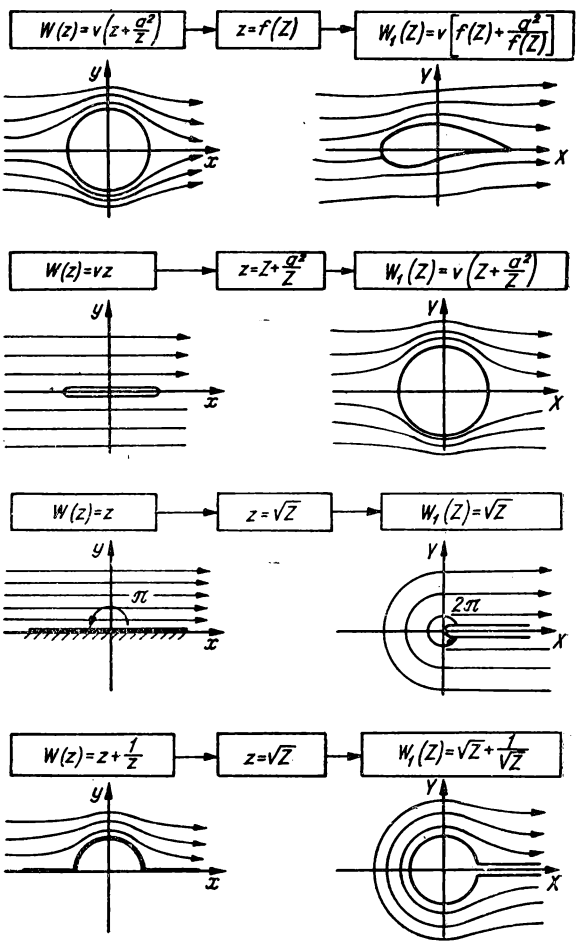
3.4. HIDRODINAMICA LICHIDELOR REALE

Lichidul real se caracterizează prin viscozitate, proprietate datorită căreia iau naştere în interiorul său, tensiuni tangenţiale pe orice element de suprafaţă care separă două porţiuni ce au o mişcare relativă de alunecare una faţă de alta. Natura acestei proprietăţi este discutată, fiind emise o serie de teorii printre care teoria lui Newton (fenomen de atracţie), teoria lui Maxwell (viteza de relaxare) şi teoria lui Brillouin (amestecul cantităţilor de mişcare).

După structura fizică a mişcării fluidelor reale s-au precizat (v. § 3.1.2) două regimuri, laminar şi turbulent, ce se vor trata separat.

Tabelul III.6

Exemple de folosire a transformărilor conforme la precizarea potențialului complex al mișcării



3.4.1. **Mişcarea laminară a lichidelor vîscoase.** Pentru această categorie de mişcări este valabilă atît legea lui Newton a eforturilor de vîscozitate cît şi ecuaţiile generale de echilibru (III.32) stabilite anterior, cunoscute sub numele de ecuaţii Navier-Stokes, care pot fi puse sub forma :

$$\rho \frac{d\vec{u}}{dt} = \rho \vec{F} - \operatorname{grad} p + \mu \nabla^2 \vec{u}. \tag{III.188}$$

Aceste ecuaţii s-au obţinut prin neglijarea compresibilităţii în ecuaţiile (III.31), aproximaţie perfect valabilă (după cum s-a mai amintit) pentru lichide în marea majoritate a problemelor studiate.

Studiul mişcărilor laminare are importanţă pentru o serie de probleme practice ca lubrificaţia, transportul lichidelor vîscoase în conducte etc. iar rezolvarea lor se face prin integrarea exactă sau aproximativă a ecuaţiei de mişcare (III.188).

Integrarea ecuaţiilor Navier-Stokes nu s-au putut face exact decît pentru cîteva cazuri dintre care se amintesc :

3.4.1.1. *Mişcarea paralelă a unui fluid incompresibil între pereţi plani paraleli.* Această mişcare se precizează cu ajutorul sistemului III.32 sub forma:

$$\frac{\partial u_x}{\partial t} = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + \nu\left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2}\right);$$

$$0 = -\frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial y}; \tag{III.189}$$

$$0 = g - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial z},$$

deoarece singura componentă diferită de zero este u_x care din ecuaţia de continuitate rezultă constantă după ox, iar cîmpul forţelor masice este cîmpul gravitaţional paralel cu axa oz.

Integrarea sistemului (III.189) cu condiţia de adeziune la pereţi consideraţi ficşi ($u_x = 0$ pentru $z = \pm h$) şi pentru cazul mişcării permanente conduce la următoarele rezultate:

— distribuţia vitezei este parabolică (fig.III.31) cu valori maxime :

$$u_{x\,max} = \frac{gh^2}{2\nu} I; \qquad \text{la } z = 0; \tag{III.190}$$

— debitul pe metru liniar de lăţime este :

$$Q = \frac{2}{3} g \frac{h^3}{\nu} I; \tag{III.191}$$

— viteza medie este :

$$u_{x\,med} = \frac{Q}{2h} = \frac{gh^2}{3\nu} I = \frac{2}{3} u_{x\,max}; \tag{III.192}$$

— variația presiunilor după *oz* este conformă legii hidrostaticii :

$$p = \gamma z + \text{const}; \tag{III.193}$$

— dacă se consideră mișcarea numai de la axa *ox* la peretele inferior, se obține cazul unei mișcări fără adeziune la conturul superior care este cazul mișcărilor cu suprafață liberă.

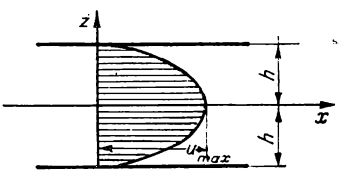


Fig. III.31. Distribuția vitezei în cazul mișcării laminare între doi pereți paraleli.

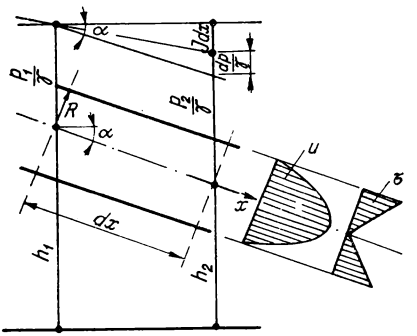


Fig. III.32. Scheme de calcul a mișcării laminare permanente într-o conductă rectilinie cu secțiune constantă.

În expresiile de mai înainte s-a notat prin :

$$-I = \frac{1}{\gamma}\frac{\partial p}{\partial x}, \tag{III.194}$$

mărimea adimensională care în cazul problemei studiate exprimă variația energiei specifice de presiune pe unitatea de lungime după direcția *ox* deci se confundă cu panta piezometrică (a liniei piezometrice).

3.4.1.2. *Mișcarea permanentă într-o conductă rectilinie cu secțiune constantă.* Mișcarea într-o conductă rectilinie cu secțiune constantă (fig. III.32) se tratează în mod asemănător și pentru sistemul de coordonate ales (axa *ox* este axa conductei), ecuația Navier-Stokes după direcția axei în cazul mișcării permanente este :

$$0 = g \sin\alpha - \frac{1}{\rho}\frac{\partial p}{\partial x} + \nu\left(\frac{\partial^2 u_x}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2}\right). \tag{III.195}$$

Dacă se notează panta piezometrică :

$$I = \sin\alpha - \frac{1}{\gamma}\frac{\partial p}{\partial x}, \tag{III.196}$$

ecuația (III.195) se scrie sub forma:

$$\nabla^2 u_x = -\frac{gI}{\gamma}, \tag{III.197}$$

cunoscută sub numele de ecuația diferențială a lui Poisson care pînă în prezent a fost integrată exact numai pentru cazul unor forme particulare ale conturului secțiunii transversale a curgerii.

Pentru cazul secțiunii circulare cu rază R, integrarea ecuației (III.197) conduce la următoarele concluzii:

— distribuția vitezelor în secțiune este reprezentată de un paraboloid de rotație și are expresia:

$$u_x = \frac{gI}{4\nu}(R^2 - r^2), \tag{III.198}$$

cunoscută sub numele de legea Hagen-Poiseuille;

— viteza maximă se obține pentru $r = 0$:

$$u_{x\,max} = \frac{gI}{4\nu} R^2; \tag{III.199}$$

— debitul curs prin secțiunea circulară este:

$$Q = \int_0^R 2\pi r\, u_x \, dr = \frac{\pi}{8\nu} gIR^4; \tag{III.200}$$

— viteza medie în secțiune este:

$$u_{x\,med} = \frac{Q}{\pi R^2} = \frac{gI}{8\nu} R^2; \tag{III.201}$$

— efortul de frecare τ are expresia:

$$\tau = \frac{\gamma}{2} rI$$

și repartiția pe rază este liniară ca în fig. III.32.

3.4.2. **Mișcarea turbulentă a lichidelor.** Trecerea unei mișcări din regim laminar în regim turbulent se ilustrează cu ajutorul experienței lui Reynolds care a stabilit un criteriu ce-i poartă numele. Numărul Reynolds Re are expresia:

$$\mathrm{Re} = \frac{vl}{\nu}, \tag{III.202}$$

în care v este viteza medie în secțiunea de calcul sau o altă viteză caracteristică; l este lungimea caracteristică în aceeași secțiune, iar ν este coeficientul cinematic de

viscozitate al fluidului. Valoarea critică a acestui număr adimensional este diferită funcție de modul în care se aleg mărimile caracteristice. Astfel, pentru conducta dreaptă cu secțiune circulară, valoarea critică este 2 320 dacă se consideră în calcul viteza medie și diametrul. De multe ori în special pentru curgerile cu suprafață liberă se alege ca lungime caracteristică raza hidraulică.

Mișcării turbulente (în regim turbulent) îi este caracteristică pulsația prin care se înțelege diferența între viteza locală reală (momentană) și viteza locală medie. Datorită acesteia are loc continuu schimbul de particule și mișcarea capătă un aspect dezordonat. Tot datorită pulsației apar în masa fluidului în mișcare forțe suplimentare care modifică, după cum se va vedea, natura rezistențelor hidraulice și deci pierderile de sarcină.

Repartiția de viteze nu mai este parabolică ca în cazul mișcării laminare, ci după o lege mai complicată ce nu a putut fi încă exprimată matematic. În cazul mișcări turbulente, la perete viteza este nulă datorită adeziunii ca și în cazul mișcării laminare dar urmează apoi o variație foarte rapidă într-un strat subțire numit film laminar sau substrat limită laminar. Acest strat este o zonă de grosime foarte mică din stratul limită turbulent, în care mișcarea are un caracter special, apropiat de cel laminar. Prin strat limită se înțelege zona în care se localizează influența efectului de frînare al pereților solizi (sau suprafețelor de discontinuitate în fluid) asupra distribuției vitezelor unui curent.

Literatura de specialitate oferă metode pentru calculul grosimii stratului limită și a filmului laminar. Figura III.33 înfățișează repartiția vitezei în cazul unei conducte circulare.

Pentru stabilirea ecuațiilor mișcării turbulente se pleacă de la ecuațiile mișcării laminare în care se introduc valorile medii temporale ale tuturor mărimilor. La calculul acestor valori medii se consideră un interval de timp suficient de mare pentru ca într-un punct componentele vitezei medii să fie cît mai apropiate de valori constante. Ecuațiile astfel obținute pentru cazul fluidelor incompresibile sînt ecuațiile Reynolds.

Acestea au față de ecuațiile Navier-Stokes (pentru fluide vîscoase fără turbulență), cîte trei termeni în plus care depind de mărimile fluctuante. Termenii suplimentari corespund unor tensiuni suplimentare datorate turbulenței și care poartă numele de *tensiuni de frecare aparentă* ale mișcării turbulente.

În această situație deci, tensiunile totale sînt suma tensiunilor datorate viscozității și a tensiunilor datorate turbulenței.

Ecuațiile Reynolds ca și expresiile matematice ale tensiunilor pentru mișcarea turbulentă nu pot fi folosite practic decît atunci cînd se cunoaște dependența pulsațiilor de valoarea vitezei medii. Cunoașterea acestei dependențe se face astăzi prin folosirea statisticii matematice sau prin stabilirea pe cale simplificatoare a unor legi semiempirice. Dintre aceste două metode ultima este curent folosită în prezent, rezultatele obținute prin folosirea ei fiind apropiate de realitate.

3.4.3. Pierderi de sarcină la curenții de fluid. În general, prin sarcina unei particule fluide se înțelege energia corespunzătoare unității sale de greutate și se deosebesc astfel: sarcina hidrodinamică $= z + \frac{p}{\gamma} + \frac{u^2}{2g}$, sarcina piezometrică $z + \frac{p}{\gamma}$ și sarcina cinetică $= \frac{u^2}{2g}$

În mod asemănător se precizează aceste noțiuni și pentru curentul de fluid. În acest caz sarcina hidrodinamică se definește prin raportul între fluxul de energie mecanică printr-o secțiune a curentului și debitul de greutate prin aceeași secțiune și este egală cu :

$$H = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right) + \frac{\alpha v^2}{2g}. \qquad \text{(III.203)}$$

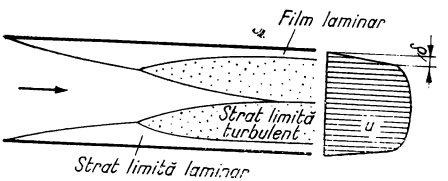


Fig. III.33. Repartiția vitezei și forma stratului limită în cazul mișcării turbulente într-o conductă.

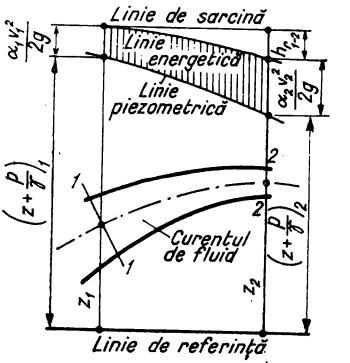


Fig. III.34. Reprezentarea grafică a relației lui Bernoulli generalizată pentru curentul de fluid real incompresibil.

În cazul fluidelor reale sarcina nu se păstrează constantă în lungul curgerii, datorită viscozității și ciocnirii neelastice a particulelor în mișcare. În această situație se va numi pierdere de sarcină h_r, diferența de sarcină între două secțiuni ale curentului *1* și *2*, numerotate în sensul curgerii.

$$h_{r_{1-2}} = H_1 - H_2. \qquad \text{(III.204)}$$

Relația energiilor (relația lui Bernoulli generalizată pentru curenții de fluid real incompresibil) este astfel :

$$\left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_1 + \frac{\alpha_1 v_1^2}{2g} = \left(z + \frac{p}{\gamma}\right)_2 + \frac{\alpha_2 v_2^2}{2g} + h_{r_{1-2}} \qquad \text{(III.205)}$$

și în reprezentarea grafică dată în fig. III.34 se constată că linia energetică nu mai coincide cu linia de sarcină, ca în cazul fluidelor perfecte cînd energia curentului se păstrează constantă (nu sînt pierderi de sarcină). Pierderea de sarcină este deci o parte din energia (sarcina) curentului, care se transformă ireversibil în căldură și în legătură cu ea se defi-

neşte *panta hidraulică a curentului* care este raportul dintre pierderea de sarcină între două secţiuni şi distanţa între acestea, deci :

$$I = \frac{H_1 - H_2}{l_{1-2}}. \tag{III.206}$$

Pierderile de sarcină sînt de două feluri :

— pierderile liniare de sarcină h_d care se produc pe o porţiune de curent în mişcare uniformă ;

— pierderile locale de sarcină h_l, care sînt pierderi suplimentare care se produc în zone cu neuniformitate pronunţată.

3.4.3.1. *Pierderi liniare de sarcină.* Aceste pierderi nu sînt influenţate direct de valoarea presiunii ci de o serie de alţi factori : lungimea curentului l, raza hidraulică $\mathcal{R}$, natura fluidului prin ρ şi μ, viteza medie a curentului v, şi rugozitatea (natura geometrică) pereţilor care mărginesc curentul de fluid precizată prin mărimea asperităţilor k.

Din condiţia de echilibru a unui sector de lungime l dintr-un curent de fluid (v. fig. III.35) rezultă pentru efortul mediu la perete τ_0 expresia :

$$\tau_0 = \gamma \frac{A}{\mathcal{L}} \frac{h_d}{I} = \gamma R I. \tag{III.207}$$

În continuare dacă se foloseşte teorema produselor şi se ţine seamă de factorii enumeraţi mai înainte de care depind pierderile de sarcină, rezultă în acelaşi timp expresia :

$$\tau_0 = \rho v^2 \Phi \left(\frac{k}{\mathcal{R}}, \frac{1}{\mathrm{Re}} \right). \tag{III.208}$$

În această egalitate raportul $\frac{k}{\mathcal{R}}$ poartă numele, de *rugozitate relativă* iar Re este numărul Reynolds avînd $\mathcal{R}$ (raza hidraulică) ca mărime caracteristică. Dacă se notează :

$$2\Phi \left(\frac{1}{\mathrm{Re}}, \frac{k}{\mathcal{R}} \right) = \lambda' \tag{III.209}$$

şi dacă se ţine seamă de relaţia (III.206) panta hidraulică are expresia :

$$I = \lambda' \frac{l}{\mathcal{R}}, \frac{v^2}{2g} = \frac{h_d}{l} \tag{III.210}$$

şi deci pierderea liniară de sarcină este dată în general de expresia :

$$h_d = \lambda' \frac{l}{\mathcal{R}} \cdot \frac{v^2}{2g}, \tag{III.211}$$

numită formula Darcy. Pentru cazul secțiunilor transversale circulare formula de calcul se particularizează sub forma:

$$h_d = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g}, \qquad \text{(III.212)}$$

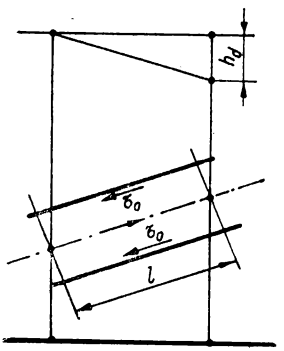


Fig. III.35. Schema de calcul a pierderilor liniare de sarcină.

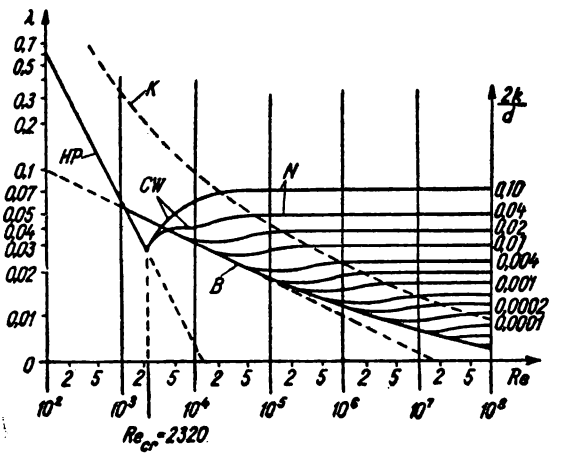


Fig. III.36. Diagrama lui Nikuradze.

în care $\lambda = 4\lambda'$ este coeficientul lui Darcy.

În același timp pentru calculul mișcărilor uniforme este valabilă și relația stabilită de Chézy în același mod:

$$I = \frac{h_d}{l} = \frac{v^2}{C^2 R}, \qquad \text{(III.213)}$$

în care C este coeficientul lui Chézy.

Calculul pierderilor liniare de sarcină se reduce deci la precizarea valorilor corespunzătoare ale coeficienților λ și C între care există relațiile:

$$\frac{1}{C^2} = \frac{\lambda'}{2g} = \frac{\lambda}{8g}. \qquad \text{(III.214)}$$

Literatura de specialitate definește în legătură cu această problemă și un coeficient adimensional numit *coeficientul rezistențelor liniare* ζ_d egal cu raportul între pierderea de sarcină liniară și înălțimea cinetică exprimată cu viteza medie a curentului.

Valorile lui λ depind aşa cum precizează relaţia (III.209), de regimul de mişcare şi de rugozitatea relativă.

Relaţiile care se recomandă a fi folosite pentru determinarea acestor valori au fost stabilite în marea lor majoritate pe cale experimentală.

Dintre cercetările experimentale efectuate în legătură cu aceste probleme, se amintesc cele ale lui Nikuradze, devenite clasice şi care sînt sintetizate cu ajutorul unei diagrame ce-i poartă numele (fig. III.36). Cercetările lui Nikuradze au fost efectuate pentru mişcări sub presiune în conducte cilindrice circulare, numărul Re din diagramă a fost calculat cu diametrul secţiunii, iar rugozităţile în conducte au fost realizate artificial cu ajutorul diferitelor sorturi de nisip monogranular. Cercetări mai recente au fost făcute pentru rugozităţi tehnice, iar rezultatele sînt prezentate într-o diagramă asemănătoare cu cea a lui Nikuradze în care variabilele sînt de asemenea λ, Re_d şi rugozitatea relativă k/d.

Diagramele amintite precizează existenţa a patru zone (regimuri) de mişcare cărora le corespund diferite relaţii de calcul pentru λ cum se va arăta în continuare.

P r i m a z o n ă corespunde mişcării laminare şi este reprezentată în diagramă de dreapta HP a cărei ecuaţie este:

$$\lambda = \frac{64}{\mathrm{Re}_d}. \tag{III.215}$$

Rezultatul experimental concordă cu rezultatele obţinute prin tratarea teoretică a mişcării laminare într-o conductă cilindrică amintită în alineatul 3.4.1, b. În prima zonă deci, valorile coeficientului sînt funcţie numai de Re_d şi deci numai viscozitatea se poate considera cauză a pierderilor de sarcină.

Dacă în relaţia generală a pierderilor de sarcină (III.212) se introduce expresia lui λ pentru mişcarea laminară, rezultă:

$$h_d = \lambda \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{64}{\mathrm{Re}} \cdot \frac{l}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} = \frac{64\nu\, l}{2\, g\, d^2} \cdot v, \tag{III.216}$$

deci pentru acest regim pierderea de sarcină este proporţională cu viteza medie la puterea întîi.

De la această zonă reprezentată printr-o dreaptă, mişcarea trece în regim turbulent care este de două tipuri: turbulenţă netedă şi turbulenţă rugoasă. Aceste două tipuri de regimuri depind de raportul în care se află rugozitatea absolută a conductei k faţă de grosimea filmului laminar existent în mişcarea turbulentă în apropierea pereţilor şi a cărui grosime are expresia:

$$\delta \approx 30 \frac{d}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}. \tag{III.217}$$

Z o n a a d o u a corespunde mişcării turbulente netede pentru care $\delta > k$ iar conductele poartă numele de conducte netede din punct de vedere hidraulic. În acest caz rugozitatea nu influenţează mişcarea turbulentă şi deci:

$$\lambda = f\left(\frac{1}{\mathrm{Re}_d}\right). \tag{III.218}$$

Pentru calculul lui λ la conductele netede se folosesc o serie de formule dintre care:

$$\lambda = \frac{0{,}3164}{\mathrm{Re}_d^{0{,}25}}, \text{ pentru } \mathrm{Re}_d \leqslant 10^5 \text{ (formula Blasius)};$$

$$\lambda = \frac{1}{(1{,}8 \lg \mathrm{Re}_d - 1{,}5)^2}, \text{ pentru } \mathrm{Re}_d > 10^5 \text{ (formula Konakov)};$$

$$\frac{1}{\lambda} = 2 \lg \left(\frac{\mathrm{Re}_d \sqrt{\lambda}}{2{,}51} \right). \tag{III.219}$$

Zona a doua este reprezentată în fig. III 36 prin dreapta B cunoscută şi sub numele de *dreapta lui Blasius.*

Zona a treia este o zonă de tranziţie între turbulenţa netedă şi turbulenţa rugoasă propriu-zisă şi este reprezentată în diagramă prin curbele CW. În cazul acestor mişcări $\delta \approx k$ iar valorile lui λ sînt exprimate în forma:

$$\lambda = f\left(\frac{1}{\mathrm{Re}}, \frac{k}{d} \right). \tag{III.220}$$

Una din formulele folosite este:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left(\frac{k}{3{,}7\, d} + \frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}} \right), \tag{III.221}$$

cunoscută ca formula Colebrook-White şi o alta formulă explicită în raport cu λ este formula lui Frenkel:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \lg \left[\frac{k}{3{,}7\, d} + \left(\frac{6{,}81}{\mathrm{Re}} \right)^{0{,}9} \right]. \tag{III.222}$$

Zona a patra se caracterizează prin valori mari ale numărului Re, şi deci prin inegalitatea $\delta < k$. În acest caz asperităţile pereţilor influenţează într-o măsură mai mare mişcarea mărind gradul ei de turbulenţă. Zona aceasta este *zona turbulenţei rugoase,* iar valorile coeficientului nu mai depind de valorile Re ci, numai de rugozitatea relativă sub forma:

$$\lambda = f\left(\frac{k}{d} \right). \tag{III.223}$$

În această situaţie rezultă că pierderile de sarcină în zona respectivă sînt proporţionale cu viteza medie la pătrat şi poartă numele de *zonă pătratică,* iar reprezentarea relaţiei III.223 se face prin drepte paralele cu abscisa sistemului de coordonate notate în fig. III.36 cu N. Pentru zonele a doua şi a treia, pierderile de sarcină sînt proporţionale cu viteza la o putere cuprinsă între 1 şi 2. Zona a treia se numeşte şi *zonă prepătratică.*

Pentru zona pătratică se foloseşte pentru calculul lui λ formula lui Nikuradze:

$$\lambda = \left(1{,}74 - 2 \lg \frac{r}{k}\right)^{-2}. \qquad \text{(III.224)}$$

În zona a patra este valabilă şi relaţia Chézy, iar pentru calculul coeficientului C se foloseşte în general formula Pavlovski:

$$C = \frac{1}{n} \mathcal{R}^y, \qquad \text{(III.225)}$$

în care $\mathcal{R}$ este raza hidraulică, n un coeficient ce caracterizează rugozitatea (v. tabelul III.7) şi y un exponent determinat cu expresia $y = 2{,}5\sqrt{n} - 0{,}13 - 0{,}75\sqrt{R}\,(n - 0{,}10)$.

Tabelul III.7

Valoarea coeficientului de rugozitate n din formula lui Pavlovski

Natura pereţilor	n
Suprafeţe emailate. Scînduri geluite cu multă îngrijire	0,009
Scînduri geluite. Tencuială de ciment curat	0,010
Conducte noi de ceramică. Ţevi din fontă şi fier, îmbinate corect	0,011
Conducte de apă în condiţii normale	0,012
Zidărie din piatră sau cărămidă. Conducte de canal în condiţii normale	0,013
Conducte murdare de apă şi canal. Canale din beton în condiţii medii	0,014
Conducte foarte murdare. Zidărie brută din cărămidă	0,015
Stîncă netedă, foarte bine prelucrată	0,017
Canale în stîncă, loess, pietriş sau pămînt compactat	0,020
Canale mari de pămînt în condiţii mijlocii de întreţinere	0,025
Canale şi rîuri în condiţii rele (acoperite parţial cu ierburi, bolovani)	0,030
Canale şi rîuri în condiţii excepţional de rele	0,040
Albii majore ale rîurilor mari şi mijlocii, acoperite cu ierburi	0,050
Albii de munte, cu cascade, bolovani mari cu aeraţie puternică	0,100

În calcule aproximative se poate considera $y = 1{,}5\sqrt{n}$ pentru $R < 1{,}0\ m$ sau $y = 1{,}3\sqrt{n}$ pentru $R > 1{,}0\ m$ şi chiar valori constante $y = \frac{1}{6}$ (formula Manning) sau $y = \frac{1}{5}$ (formula Forcheimer). Tabelul III.8 prezintă succint valorile coeficienţilor C după formula Pavlovski. În afară de aceste relaţii se mai foloseşte pentru determinarea lui C şi formula Bazin:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}, \qquad \text{(III.226)}$$

n care γ este un coeficient funcţie de rugozitate.

În afară de relaţiile amintite valabile pentru diferitele regimuri de curgere, literatura de specialitate oferă încă un număr important de formule specializate pentru diferite materiale, fluide şi sisteme de îmbinări. Dintre acestea se amintesc formulele Sevelev, stabilite pentru conducte de fontă şi oţel şi care au într-o oarecare măsură un caracter universal, acoperind întregul domeniu al mişcării turbulente. Formulele Sevelev sînt de forma:

$$\lambda = \left(\frac{A^{1/m}\,k}{d} + \frac{B^{1/m}}{\mathrm{Re}}\right)^m, \qquad \text{(III.227)}$$

Tabelul III.8

Valoarea coeficientului C după formula lui Pavlovski

R, m \ n	0,011	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,05	61,3	48,7	33,2	26,1	18,6	13,9	10,9	8,7
0,10	67,2	54,3	38,1	30,6	22,4	17,3	13,8	11,2
0,20	73,7	60,4	43,6	37,7	26,9	21,3	17,4	14,5
0,30	77,7	64,3	47,2	39,0	29,9	24,0	19,9	16,8
0,50	83,1	69,5	51,9	43,5	34,0	27,8	23,4	20,1
0,70	86,8	73,0	55,2	46,6	36,9	30,4	25,8	22,4
1,00	90,9	76,9	58,8	50,0	40,0	33,3	28,6	25,0
2,00	99,3	84,8	65,9	56,6	46,0	38,9	33,8	30,0
5,00	111,0	95,1	74,2	64,1	52,4	44,6	38,9	34,6

iar termenii A, B și exponentul m se precizează funcție de material, de uzură, de modul de înnădire a tronsoanelor și de calitatea execuției. Formula este astfel alcătuită încît pentru numere Re mari termenul al doilea din paranteză devine neglijabil și este funcție numai de rugozitatea relativă corespunzător domeniului pătratic, pe cînd la numere Re mici primul termen din paranteză devine neglijabil și ia forma exponențială a mișcării în conducte netede.

Cercetări ca acelea ale lui Nikuradze au fost realizate pentru curgerile cu suprafață liberă de către Zegzda care a construit o diagramă asemănătoare, ce-i poartă numele.

3.4.3.2. *Pierderi locale de sarcină.* Aceste pierderi de sarcină se produc așa cum s-a arătat, în toate zonele în care apar neuniformități ale mișcării (obstacole, coturi, curbe, variații de secțiune etc.).

Valorile pierderilor de sarcină locale se pot determina cu ajutorul expresiei:

$$h = \xi_l \frac{v^2}{2g}, \tag{III.228}$$

în care mărimea adimensională ξ_l este coeficientul rezistenței locale definit ca raportul între pierderea de sarcină locală și înălțimea cinetică exprimată cu viteza medie a curentului.

Coeficientul ξ_l depinde atît de natura rezistenței locale ce produce pierderi de sarcină cît și de valoarea numărului Re al curentului. Pentru mișcările sub presiune există o propunere a lui Frenkel de a se calcula valorile ξ_l funcție de zona în care se produce mișcarea, autorul stabilind cinci astfel de zone care țin seamă de natura mișcării în secțiunea neuniformității și în restul curentului.

În general și pentru această categorie de pierderi de sarcină coeficienții ξ_l au fost stabiliți experimental și în tabelul III.9 se dau valorile acestora pentru cîteva cazuri practice.

Atunci cînd nu se face o specificare specială, v din relația (III.228) este viteza medie corespunzătoare energiei din imediatul aval al secțiunii în care se produce pierderea locală de sarcină.

4. FORȚELE HIDRODINAMICE

Între fluidele în mișcare și corpurile cu care vin în contact se nasc acțiuni și reacțiuni.

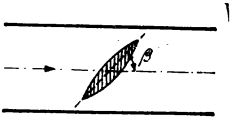
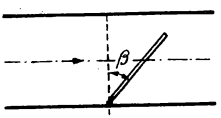
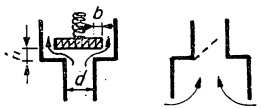
4.1. CALCULUL ACȚIUNII ȘI REACȚIUNII

Determinarea forțelor care apar se face în majoritatea cazurilor prin aplicarea teoremelor impulsului care se particularizează pentru diferitele mișcări considerate. Astfel, pentru cazul mișcării permanente teorema impulsului are forma:

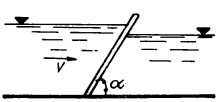
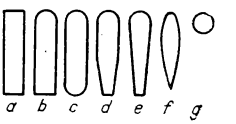
$$\vec{F} = \vec{I}_2 - \vec{I}_1, \tag{III.229}$$

Tabelul III.9

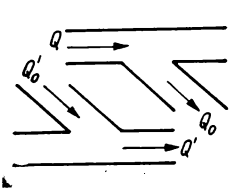
Valori ale coeficientului rezistenţelor locale

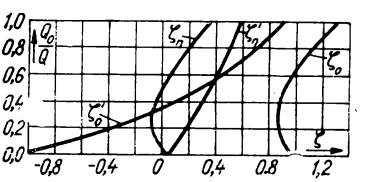
Schema curgerii	Relaţii şi valori de calcul
	*Vana fluture în conducta cu secţiune circulară* β: 5°	15°	25°	35°	45°	55°	65°	70° ξ: 0,24	0,90	2,51	6,22	18,70	58,80	256	571
	*Vană clapă* β: 15°	20°	30°	40°	50°	60°	65°	70° ζ: 90	62	30	14	6,6	3,2	2,3	1,7
	*Ventil* $\zeta = \alpha + \beta \left(\frac{d}{h}\right)$ $\alpha = 0{,}55 + 4\,(b - 0{,}1\,d) : d$ $\beta = 0{,}16 \ldots 0{,}15$ $4 < d : h < 10$ *Sorb* Fără clapetă de reţinere $\zeta = 5 \ldots 6$ Cu clapetă de reţinere $\xi = 10$

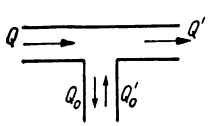
Tabelul III. 9 (continuare)

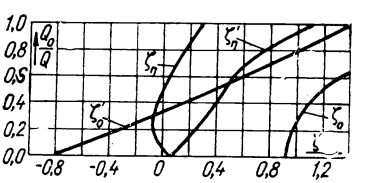
Schema curgerii	Relații și valori de calcul
	$\zeta_t = k\left(\frac{l}{\delta}\right)^{4/3}\sin\alpha$ 

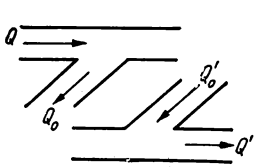
Forma	a	b	c	d	e	f	g
K	2,42	1,83	1,67	1,03	0,92	0,76	1,79

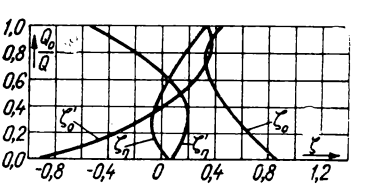




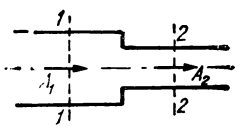
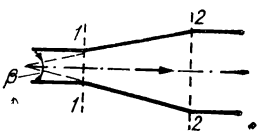
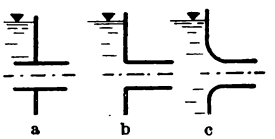
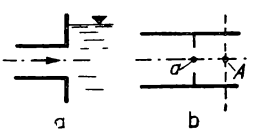






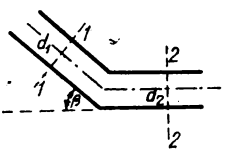


Tabelul III.9 (continuare)

Schema curgerii	Relaţii şi valori de calcul
	Îngustare bruscă de secţiune ca în figură $\zeta = \eta\left(1 - \frac{A_2}{A_1}\right)^2$ $\eta = 0.4 \ldots 0,5$ Lărgire bruscă de secţiune invers ca în figură $\zeta = \left(\frac{A_1}{A_2} - 1\right)$
	*Lărgirea continuă a secţiunii* $\beta < 8° - \zeta = 0,15 \ldots 0,20$ $\beta > 30° - \zeta = 1$ $\zeta = \eta\left(\frac{A_2}{A_1} - 1\right)^2$ $\eta = 0,12 \ldots 0,20$
	*Intrarea în conducte* a: $\zeta = 1,0 \ldots 3,0$ | b: $\xi = 0,5$ | c: $\xi = 0,05 \ldots 0,2$
	Intrarea conductei în bazin de dimensiuni mari $\xi = \alpha$ α — coeficientul Coriolis pentru curgerea în conductă Diafragmă în conductă $\xi = (1 + 0,707 \ldots)^2 \left(\frac{A}{a} - 1\right)^2 \sqrt{1 - \frac{a}{A}}$

Tabelul III.9 (continuare)

Schema curgerii	Relații și valori de calcul



Cot brusc de conductă cu secțiune circulară

Pentru $d_1 = d_2$

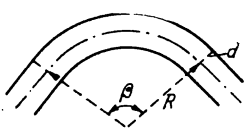
$$\xi = \sin^2\frac{\beta}{2} + 2\sin^4\frac{\beta}{4}$$

β	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
ξ	0,20	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90	1,10

Pentru $d_1 \neq d_2$

$$h_l = \xi\,\frac{v_1^2 + v_2^2 - 2v_1v_2\cos\beta}{2g}$$

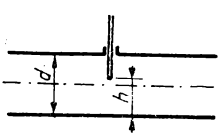
$\xi = 0{,}7..1{,}0$



Cot curb de conductă cu secțiune circulară

$$\xi = \left[0{,}131 + 0{,}163\left(\frac{d}{R}\right)^{3.5}\right]\frac{\beta}{90^\circ} = \xi'\frac{\beta}{90^\circ}$$

$d/2R$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
ξ'	0,13	0,14	0,16	0,21	0,29	0,44	0,66	0,98	1,41	1,98



Vană plană în conductă cu secțiune circulară

$\frac{d-h}{d}$	0	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
ξ	0	0,07	0,26	0,81	2,06	5,52	17,0	97,8

Robinet în conductă cu secțiune circulară

β	5°	15°	25°	35°	45°	55°	65°
ξ	0,05	0,75	3,10	9,68	31,20	106	406

iar impulsul se calculează cu relaţia :

$$\vec{I} = \alpha_0 \rho \, Q\vec{v}, \tag{III.230}$$

în care α_0 este un coeficient de neuniformitate al vitezei (de forma coeficientului lui Coriolis) şi care se consideră aproximativ egal cu unitatea.

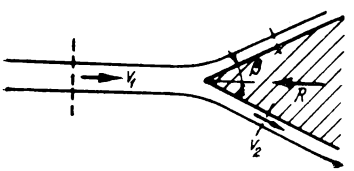


Fig. III.37. Cazuri în care se calculează acţiunea şi reacţiunea.

Prin această metodă se pot rezolva o serie de probleme practice ca determinarea reacţiunilor în coturile conductelor, în curbele canalelor, în cazul acţiunii unor jeturi fluide, ca stabilirea forţelor exercitate pe paletele unei reţele de deviere a unui curent fluid etc. Pentru exemplificare, se consideră problema determinării reacţiunii suprafeţelor de revoluţie convexe sau concave supuse acţiunii simetrice a venelor lichide. În cazul unei astfel de suprafeţe (fig. III.37) forţele exterioare considerate sînt reacţiunea R (forţa cu care suprafaţa acţionează asupra curentului de fluid) şi greutate G a fluidului. În această situaţie, egalitatea III.229 proiectată pe axul jetului este :

$$R = \rho Q (v_1 - v_2 \cos \beta) \tag{III.231}$$

şi dacă se consideră $v_1 \approx v_2$ se obţine :

$$R = \rho Q v_1 (1 - \cos \beta). \tag{III.232}$$

Se constată că acţiunea maximă a vînei lichide are loc pentru $\beta = \pi$. Această observaţie stă la baza alegerii formei cupelor turbinei hidraulice Pelton.

Exemplul considerat se poate complica atunci cînd şi suprafaţa considerată este în mişcare sau cînd axul jetului nu coincide cu axul de simetrie al suprafeţei.

4.2. REZISTENŢA LA ÎNAINTARE A NAVELOR

Navele în mişcarea lor întîmpină rezistenţe, datorită frecărilor cu apa înconjurătoare formei lor şi deformării suprafeţei libere.

Pentru precizarea rezistenţei datorită frecărilor se foloseşte relaţia (stabilită experimental) :

$$R_F = C_F A \gamma \frac{v^2}{2g}, \tag{III.233}$$

în care A este suprafaţa udată a navei, v este viteza de deplasare a ei iar C_F este un coeficient funcţie de numărul Re. Aceste rezistenţe sînt 60—70% din rezistenţa totală.

Rezistenţele datorate formei şi deformării suprafeţei libere (rezistenţe de undă) nu se pot preciza separat, fapt pentru care se evaluează global prin cercetări de laborator. Aceste categorii de rezistenţe sînt importante în cazul circulaţiei navelor prin canale ale căror secţiuni transversale sînt relativ mici.

4.3. ACȚIUNEA VÎNTULUI ASUPRA CONSTRUCȚIILOR

Vîntul exercită uneori încărcări apreciabile asupra elementelor de construcție, încărcări de care este absolut necesar a se ține seamă în dimensionare.

Forța de presiune datorată vîntului de viteză constantă v, se calculează cu ajutorul relației III.233 în care A este secțiunea dreaptă frontală a corpului considerat. Repartiția presiunilor se poate stabili cu ajutorul egalității:

$$p_i = \xi_i p_0, \tag{III.234}$$

în care p_0 este presiunea de impact sau de stagnare care se adaugă la presiunea hidrostatică și care este exprimată de expresia;

$$p_0 = \gamma \frac{v^2}{2g}. \tag{III.235}$$

Coeficientul adimensional ξ_i se alege în funcție de poziția punctului.

Coeficientul C_f din formula III.233 depinde în general de numărul Re, de raportul lățimii și înălțimii construcției și de rugozitatea relativă a suprafeței supuse acțiunii vîntului.

Pentru calculele practice sînt întocmite recomandări pentru alegerea vitezei medii v funcție de regiunea geografică și înălțimea de la sol.

În cazul construcțiilor importante se recomandă a fi făcute încercări de laborator pentru delimitarea încărcărilor datorate vîntului. Trecerea măsurătorilor de laborator la natură trebuie făcută însă cu deosebită atenție ținîndu-se seamă de faptul că desprinderea stratului limită nu se face în același mod la diverse scări la corpurile cu muchii vii (ascuțite), ca la corpurile rotunjite.

5. CALCULUL SISTEMELOR HIDRAULICE SUB PRESIUNE

Se înțelege prin sistem hidraulic un ansamblu de conducte, canale și dispozitive destinate să asigure curgerea unui fluid. Sistemele hidraulice (v. clasificarea mișcărilor 3.1.2) pot fi sub presiune, cu suprafață liberă sau mixte.

Sistemele hidraulice sub presiune se pot clasifica la rîndul lor funcție de natura pierderilor de sarcină. Astfel, se deosebesc sistemele locale, sistemele scurte și sistemele lungi.

5.1. CALCULUL SISTEMELOR HIDRAULICE SUB PRESIUNE CU MIȘCARE PERMANENTĂ

Calculul sistemelor hidraulice sub presiune cu mișcare permanentă se face practic, prin folosirea ecuației energiilor și a ecuației de continuitate. Pierderile de sarcină pentru un astfel de sistem format dintr-o succesiune de n conducte se exprimă prin:

$$h_{r\,1-n} = \sum_{i=1}^{i=n} h_{ri} = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{v_i^2}{2g} \left(\lambda_i \frac{l_i}{di} + \sum_i \zeta_i \right). \tag{III.236}$$

În continuare, dacă se ține seamă de legătura dintre debite, viteze și secțiuni:

$$Q_1 = A_1 V_1;\ Q_2 = A_2 V_2;\ \ldots;\ Q_i = A_i V_i;\ \ldots;\ Q_n = A_n V_n \tag{III.237}$$

și se precizează raportul între debitele pe diferite tronsoane sub forma:

$$Q_i = k_i Q_n, \tag{III.238}$$

relația III.236 devine:

$$h_{r\,1-n} = \frac{v_n^2}{2g} \sum_{i=1}^{i=n} \left(\lambda_i \frac{l_i}{di} + \sum_i \zeta_i \right) \left(k_i \frac{A_n}{A_i} \right)^2. \tag{III.239}$$

Cu notația:

$$\zeta_{red} = \sum_{i=1}^{i=n} \left(\lambda_i \frac{l_i}{di} + \sum_i \zeta_i \right) \left(k_i \frac{A_n}{A_i} \right)^2, \tag{III.240}$$

se obține în final:

$$h_{r\,1-n} = \zeta_{red} \frac{v_n^2}{2g}, \tag{III.241}$$

în care coeficientul ζ_{red} reprezintă coeficientul de rezistență al sistemului, redus la caracteristicile hidraulice și geometrice ale ultimului tronson.

Pierderile de sarcină, în sistemul considerat, pot fi scrise și funcție de debitul Q_n pe ultimul tronson sub forma:

$$h_{r\,1-n} = sQ_n^2, \tag{III.242}$$

în care s poartă numele de *modul de rezistență al sistemului* și este exprimat de relația:

$$s = \zeta_{red} \frac{1}{2g A_n^2}. \tag{III.243}$$

În cazul particular, cînd debitul se păstrează constant în sistem, coeficientul k este unitar.

5.1.1. **Sisteme hidraulice locale.** Sistemele locale sînt acelea la care conductele practic lipsesc. Curgerea are un caracter spațial — neuniform pronunțat, ceea ce permite să se considere că pierderile de sarcină distribuite nu se realizează decît parțial și pot fi înglobate în categoria celor locale. În această categorie de sisteme sînt cuprinse orificiile, ajutajele, diafragmele etc.

5.1.1.1. *Orificiile.* Orificiile sînt deschideri cu muchii vii practicate în pereții unui rezervor la care vîna de fluid care se formează este în contact numai cu muchia interioară a deschiderii.

Un fenomen caracteristic curgerii prin orificii este reducerea secțiunii vînei de fluid în imediatul aval al orificiului, care poartă denumirea de contracție. La curgerea printr-un orificiu se deosebesc secțiunea contractată A_c și secțiunea orificiului A, iar raportul ariilor celor două secțiuni poartă numele de coeficient de contracție ε. Contracția poate

fi aceeași pe întreg perimetrul orificiului și se numește perfectă sau poate fi diferită, și atunci se numește imperfectă.

Din punctul de vedere al ipotezelor asupra repartiției vitezei în secțiune se deosebesc orificiile mici și orificiile mari. Orificiile se numesc mici dacă înălțimea lor este cel mult 10% din sarcina amonte a curgerii față de centru și cînd vitezele se pot considera uniform distribuite în secțiune. În celelalte cazuri avem orificii mari și în calculele hidraulice se va ține seamă de variația pe verticală a vitezei.

Tabelul III.10

Bătaia vînei x în funcție de H și Z

Z \ H	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	2,00	2,83	3,46	4,00	4,47	4,90	5,29	5,66	6,00	6,32
2	2,83	4,00	4,90	5,66	6,32	6,93	7,28	8,00	8,49	8,49
3	3,46	4,90	6,00	6,93	7,75	8,49	9,17	9,80	10,39	10,95
4	4,00	5,66	6,93	8,00	8,94	9,80	10,58	11,31	12,00	12,63
6	4,90	6,93	8,49	9,80	10,95	12,00	12,96	13,85	14,69	15,49
8	5,66	8,00	9,80	11,31	12,63	13,85	14,87	16,00	16,97	17,87
10	6,32	8,94	10,95	12,63	14,14	15,49	16,73	17,87	18,97	20,00

Pentru orificiul mic din fig. III.38 viteza în secțiunea contractată se obține prin aplicarea relației energiilor sub forma:

$$v = \varphi \sqrt{\frac{2g}{1 - n^2}\left(\frac{p_1 - p_2}{\gamma} + H\right)}, \qquad \text{(III.244)}$$

în care: $\varphi = \frac{1}{\sqrt{1+\zeta_0}}$ este coeficientul de viteză;

ζ_0 — coeficientul rezistenței locale la orificiu și depinde de forma orificiului și natura lichidului iar n reprezintă raportul între secțiunea A_0 și secțiunea contractată A_c.

În această situație debitul scurs prin orificiu este:

$$Q = A_c v = \varepsilon \cdot \varphi A \sqrt{\frac{2g}{1 - n^2}\left(\frac{p_1 - p_2}{\gamma} + H\right)}, \qquad \text{(III.245)}$$

Produsul $\varepsilon\varphi = \mu$ se numește coeficient de debit, este adimensional și este egal cu 0,62 pentru orificiile circulare cu contracție perfectă. Pentru orificii de alte forme se poate lua aproximativ aceeași valoare pentru μ.

În legătură cu scurgerea prin orificii mici se pune uneori problema de a se determina forma axei vînei lichide. Ecuația căutată se stabilește cu ușurință considerîndu-se o particulă lichidă care se deplasează sub influența vitezei în orificiu și a accelerației gravitaționale. Pentru cazul particular în care $n \approx 0$, $p_1 = p_2$ ecuația căutată este:

$$z = \frac{x^2}{4\varphi^2 H} \tag{III.246}$$

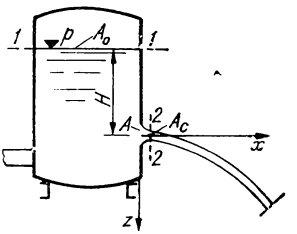


Fig. III.38. Schema de calcul a orificiului mic.

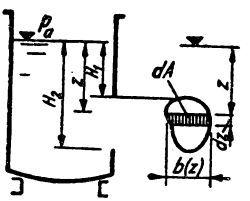


Fig. III.39. Schema de calcul a orificiului mare.

și în tabelul III.10 se dau valorile bătăii vînei (valorile abscisei x) pentru diferite valori H și z.

Calculul orificiului mare se face considerîndu-l format dintr-un număr infinit de orificii mici pentru care se poate admite în continuare ipoteza repartiției uniforme a vitezei. Astfel, dacă se consideră unul din aceste orificii mici ca în fig. III.39 viteza de curgere prin secțiunea elementară $dA = b(z)dz$ în ipotezele simplificatoare $p_1 = p_2$ și n neglijabil este:

$$v = \varphi \sqrt{2gz}, \tag{III.247}$$

iar debitul corespunzător este:

$$dQ = v\, dA = \varphi \sqrt{2gz}\, b(z)\, dz. \tag{III.248}$$

Prin orificiul mare considerat va curge deci debitul:

$$Q = \mu \sqrt{2g} \int_{H_1}^{H_2} b(z) \sqrt{z}\, dz, \tag{III.249}$$

sau pentru cazul în care lățimea rămîne constantă (orificiul dreptunghiular) și egală cu B debitul este:

$$Q = \frac{2}{3} \mu B \sqrt{2g} (H_2^{3/2} - H_1^{3/2}). \tag{III.250}$$

În practică se folosesc uneori orificii mari triunghiulare (triunghi isoscel cu vîrful în jos, cu laturile egale dispuse sub un unghi β şi cu înălţimea H) pentru care:

$$Q = \frac{8}{15} \mu \sqrt{2g} \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} H^{5/2}, \tag{III.251}$$

sau orificii mari trapezoidale (trapez isoscel cu baza mică b, cu unghiul ascuţit β şi cu înălţimea h), pentru care:

$$Q = \frac{2}{3} \mu \sqrt{2g} H^{3/2} \left(b + \frac{4}{5} H \operatorname{cotg} \beta \right). \tag{III.522}$$

Folosindu-se teoria orificiilor se poate stabili debitul curs pe sub o vană într-un canal, cu ajutorul relaţiei:

$$Q = m A \sqrt{2g (H_0 - \varepsilon h)}, \tag{III.253}$$

în care m este coeficientul de curgere şi se alege ca în tabelul III.11, $H_0 = H + \frac{v_2^0}{2g}$ (unde v_0 este viteza de ajungere amonte de stavilă) ε este coeficientul de contracţie (de asemenea dat pentru un caz în tabelul amintit) iar h este înălţimea deschiderii (ridicării) stavilei.

La ambele categorii de orificii este posibil să se producă o înecare totală sau parţială (în cazul orificiilor mari). Pentru cazul înecării totale sarcina orificiului se va considera faţă de nivelul aval al orificiului (care se găseşte deasupra muchiei superioare a orificiului) iar valorile pentru φ, ε şi ξ se iau la fel ca la curgerea în aer liber (neînecată). Pentru orificiile mari, semi-înecate, debitul se micşorează cu ajutorul unui coeficient de înecare, pentru care se dau în literatură diferite metode de calcul. Astfel, pentru orificiul dreptunghiular se propune ca debitul să se determine cu relaţia:

$$Q = \sigma m B h \sqrt{2g H_c}, \tag{III.254}$$

în care:

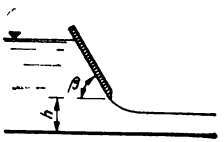
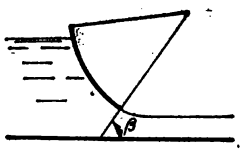
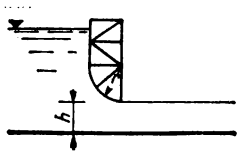
$$H_c = \frac{H_1 + H_2}{2},$$

iar valorile lui σ sînt date în tabelul III.12 funcţie de gradul de înecare precizat prin rapoartele $\frac{h_n}{H_2}$ şi $\frac{H_1}{H_2}$.

5.1.1.2. *Ajutajele.* Ajutajele sînt conducte foarte scurte cu forme speciale, care se ataşează la orificii pentru îmbunătăţirea coeficientului de curgere şi pentru precizarea formei vînei de lichid evacuată. Ajutajele nu sînt altceva decît orificii cu pereţi groşi la care vîna de lichid formată se lipeşte de perete şi iese cu o secţiune egală cu a orificiului.

Tabelul III.11

Cazuri practice de orificii

Schema stavilei	Valorile de calcul
	β: 30°, 70°, 90°, 110° ε: 0,80, 0,85, 0,61, 0,588 m: 0,78, 0,63, 0,59, 0,57
	β: 45°, 60°, 90° m: 0,80 ... 0,85, 0,85 ... 0,90, 0,90 ... 0,96
	Pentru $\frac{h}{r} \leqslant 1{,}0$ $m = 0{,}90$

În interiorul ajutajului imediat după muchia de intrare se formează între curentul lichid şi tub o zonă de vîrtejuri cu presiuni mai mici ca cele atmosferice. Această zonă de depresiune este mai mult sau mai puţin dezvoltată, funcţie de forma ajutajului.

Formula de calcul a debitului curs prin ajutaj este:

$$Q = \mu A \sqrt{2g\,H}, \tag{III.255}$$

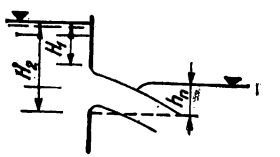
în care A este secţiunea de ieşire din ajutaj, H sarcina deasupra centrului de greutate al secţiunii de ieşire (diferenţa între nivelele amonte-aval în cazul înecării), iar μ este coeficientul de curgere sau de debit al ajutajului.

Pentru ca un ajutaj să aibă coeficienţi de debit mai mari sau cel puţin egali cu ai orificiului de aceeaşi secţiune transversală el trebuie să aibă lungimea cuprinsă în anumite

Tabelul III.12

Valorile coeficientului de înecare

$\frac{h_n}{H_2}$	$\frac{H_1}{H_2}$										
	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
0,00	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,10	0,991	0,989	0,987	0,985	0,983	0,981	0,979	0,977	0,975	0,973	—
0,20	0,981	0,977	0,973	0,968	0,963	0,958	0,953	0,948	0,943	—	—
0,30	0,970	0,963	0,956	0,945	0,934	0,922	0,914	0,907	—	—	—
0,40	0,956	0,947	0,932	0,917	0,898	0,879	0,866	—	—	—	—
0,50	0,937	0,923	0,901	0,874	0,840	0,816	—	—			
0,60	0,907	0,885	0,845	0,762	0,756	—	—	—			
0,70	0,856	0,817	0,762	0,679	—	—	—	—			
0,80	0,776	0,712	0,577	—	—	—	—	—			
0,90	0,621	0,426	—	—	—	—	—	—			



limite. Aceasta deoarece, în cazul unei lungimi mai mici ajutajul va lucra ca un orificiu iar în cazul unei lungimi mai mari, ajutajul va lucra ca o conductă scurtă la care pierderile de sarcină liniară sînt importante şi micşorează coeficientul de debit.

Ajutajele sînt de diferite forme, montate exterior sau interior faţă de orificiu, funcţie de scopul urmărit şi posibilităţile de realizare. În tabelul III.13 sînt date valorile coeficientului de debit pentru diverse ajutaje.

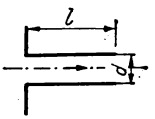
Din cauza depresiunii care apare în interiorul unui ajutaj se poate distruge continuitatea curgerii în secţiunea contractată. Pentru înlăturarea acestui neajuns se folosesc ajutaje de forme speciale cum sînt cele care prin construcţia lor urmăresc forma vînei lichide. Sarcina limită pentru care nu se distruge continuitatea curgerii în cazul ajutajului drept cilindric exterior este dată de relaţia:

$$H_{lim} \approx \frac{\frac{pat}{\gamma}}{K}, \qquad \text{(III.256)}$$

în care $K = 0{,}75 \ldots 0{,}80$.

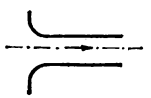
Tabelul III.13

Valorile coeficientului de debit pentru diferite ajutaje



Ajutaj cilindric exterior $l \geqslant 4\,d$

Muchia de intrare ascuțită $\mu = 0{,}82$



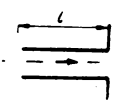
Ajutaj cilindric exterior $l \geqslant 4\,d$

Intrare cu racordare, muchia de intrare rotunjită

Valoarea medie $\mu = 0{,}90$

Ajutaj cilindric exterior $l \geqslant 4\,d$
Axul ajutajului înclinată cu β

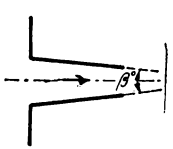
β	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°
μ	0,82	0,80	0.78	0,76	0,75	0,73	0,72



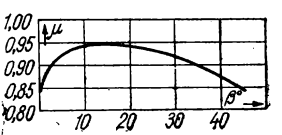
Ajutaj cilindric interior

$l > 3\,d$

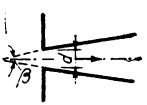
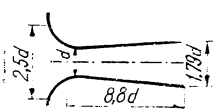
$\mu = 0{,}71$

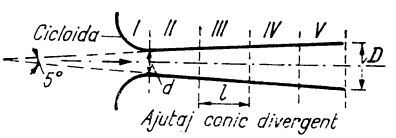


Ajutaj conic convergent
$\mu_{max} = 0{,}946$ pentru $\beta = 13°24'$



Tabelul III. 13 (continuare)

	Ajutaj conoidal Contur ca în figură $\mu = 0,97$ Contur asemănător $\mu = 0,959 \ldots 0,994$
	Ajutaj conic divergent $\mu = 0,97 \ldots 0,99$ Unghi de divergență 5°—7°
	Ajutajul (injectorul) turbinei Pelton $\mu \approx 0,97$
	Ajutaj conic divergent Unghi de divergență 5° μ raportat la secțiunea de ieșire = 0,50



$l = 0,305$ m
$d = 0,031$ m
$D = 0,125$ m

Compus din I $\mu = 0,927 \ldots 0,944$ Compus din I, II $\mu = 1,481 \ldots 1,595$
Compus din I, II, III $\mu = 1,893 \ldots 2,123$ Compus din I, II, III, IV $\mu = 2,080 \ldots 2,437$
Compus din I, II, III, IV, V; $\mu = 2,055 \ldots 2,261$
Coeficientul de debit este raportat la secțiunea cu d.

5.1.1.3. *Debitmetrele.* Debitmetrele folosite pentru măsurători în cazul curgerilor sub presiune sînt în general sisteme hidraulice sub presiune locale. Funcţionarea lor se bazează pe realizarea unor strangulări (variaţii rapide) a secţiunii de curgere pentru care se fac măsurători cu ajutorul unui manometru diferenţial montat ca în fig. III.40.

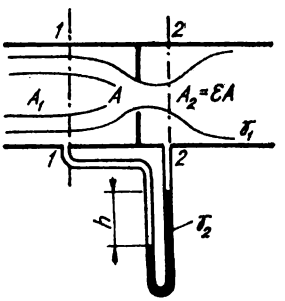


Fig. III.40. Schema unui debitmetru sub presiune.

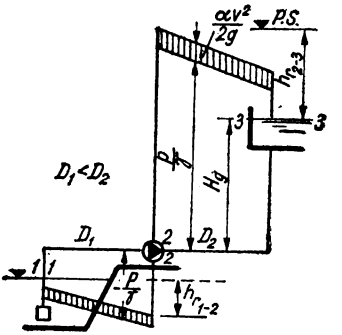


Fig. III.41. Sistem scurt fără viteză de acces cu ieşire sub nivel.

Folosirea relaţiilor generale de calcul pentru secţiunile 1—1 şi 2—2, conduce în final la relaţia de determinare a debitului:

$$Q = M\sqrt{h}\,, \tag{III.257}$$

în care M este o caracteristică a aparatului care pentru cazul din figură are expresia:

$$M = \frac{1}{\sqrt{\frac{\alpha_2 + \zeta}{\varepsilon^2} - \alpha_1 \frac{A}{A_1^2}}} \cdot A \sqrt{2g \frac{\gamma_2 - \gamma_1}{\gamma}} \tag{III.258}$$

şi în care notaţiile sînt cele folosite anterior. Debitmetrele diferă ca realizare (venturimetre, debitmetre cu diafragmă, debitmetre cu ajutaj scurt etc.), pentru fiecare fiind date valorile coeficientului de rezistenţă.

Este absolut necesar ca aparatele pentru măsurarea debitelor ca cele menţionate mai înainte, să fie montate în condiţiile în care au fost determinate caracteristicile hidraulice. Se va căuta astfel a se asigura uniformitatea mişcării amonte şi aval de dispozitiv.

5.1.2. **Sisteme hidraulice scurte.** Sistemele hidraulice scurte sau conductele scurte sînt sistemele hidraulice cu lungimi mici de conducte şi pierderi de sarcină liniare reduse, la care se iau în considerare separat pierderile de sarcină locale şi energiile cinetice din secţiunea de ieşire.

În majoritatea cazurilor la sistemele scurte energiile cinetice în secţiunea iniţială pot fi neglijate în raport cu celelalte energii sau pierderi de sarcină. În acest caz sistemul se consideră fără viteză de acces cum este cazul curgerilor prezentate în fig. III.41 şi III.42.

Sistemele scurte se pot clasifica în funcție de natura curgerii la capătul aval, în sisteme cu ieșirea sub nivel (fig. III. 41) și sisteme cu ieșirea în atmosferă (fig. III.42). Diferența constă în aceea că în primul caz întreaga energie cinetică a curentului în secțiunea de capăt aval se disipează datorită masei de fluid în care debușează și deci $\xi = \alpha$ în care α este coeficientul de neuniformitate a vitezei.

La studiul mișcării într-un astfel de sistem se recomandă a se construi liniile caracteristice ca în fig. III.41 și III.42 și pentru precizare se consideră sistemul scurt fără viteză de acces cu ieșirea în atmosferă, din fig. III. 42. La acest sistem se urmăresc în reprezentarea grafică dată, pierderile de sarcină care sînt reprezentate pe verticală după cum urmează :

$\overline{ab}$ — pierderea locală în M, pierderea distribuită pe lungimea $\overline{MN}$ și pierderea locală în N; $\overline{b'c}$ — pierderea distribuită pe lungimea $\overline{NP}$; $\overline{cd}$ — pierderea locală în P, pierderea distribuită pe lungimea PR și pierderea locală în R; $\overline{d'e}$ — pierderea distribuită pe lungimea RV; $\overline{ef}$ — pierderea locală în V; $\overline{f'g}$ — pierderea distribuită pe lungimea VS.

Folosirea relațiilor de bază ne permite și pentru aceste probleme să stabilim expresia debitului din sistem funcție de caracteristicile ultimei secțiuni. Astfel, pentru sistemul fără viteză de acces cu ieșirea sub nivelul din fig. III.41, debitul va fi dat de relația :

$$Q = \frac{1}{\sqrt{\zeta_{red}}} A\sqrt{2gH}, \tag{III.259}$$

în care H este sarcina sistemului și care în cazul existenței unei stații de pompare este :

$$H = H_p - H_g,$$

unde H_p este înălțimea de pompare și H_g este înălțimea geodezică. Pentru un sistem cu ieșire în atmosferă (fig. III.42) debitul se exprimă cu relația :

$$Q = \frac{1}{\sqrt{1 + \zeta_{red}}} A\sqrt{2gH}. \tag{III.260}$$

În amîndouă cazurile considerate apar pe traseul curgerii presiuni negative (în scară manometrică) și este posibil ca aerul și alte gaze dizolvate în lichid să se degaje. Dacă diferența între presiunea absolută interioară și presiunea atmosferică este mică, bulele de aer și gaze degajate sînt antrenate de curent ; dacă însă diferența este mare și presiunea în conductă este inferioară tensiunii vaporilor de apă saturați, degajarea este foarte activă și se produce fenomenul de cavitație. Fenomenul de cavitație scade simțitor randamentul instalației și conduce la deteriorarea acesteia, printr-o acțiune combinată mecanică și chimică. Pentru evitarea acestor situații se impune sistemului sub presiune condiția ca presiunea absolută să nu scadă sub valoarea presiunii vaporilor saturați care pentru apă la 25°C este egală cu 0,33 m H_2O.

Astfel de zone de curgere cu presiuni absolute sub valoarea presiunii atmosferice se numesc în general sifoane și este absolut necesar a se preciza existența lor pentru a se verifica dacă sistemul se desamorsează.

Calculele care se efectuează pentru un sistem hidraulic sub presiune pot fi de dimensionare, cînd este dat debitul şi se dimensionează geometric sistemul (secţiuni transversale, lungimi, cote geodezice, rugozităţi), sau de verificare, cînd dimensiunile geometrice şi sarcina sistemului, sînt date şi se verifică debitul ce poate curge.

5.1.3. **Sisteme hidraulice lungi.** Sistemele lungi sînt sisteme hidraulice cu conducte de lungime mare, la care pierderile de sarcină liniare sînt preponderente; astfel că se poate neglija energia cinetică din secţiunea de ieşire, iar pierderile locale se pot include

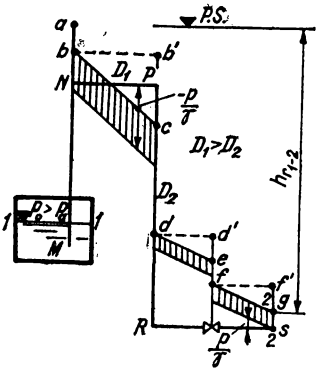


Fig. III.42. Sistem scurt fără viteză de acces cu ieşire în atmosferă (liberă).

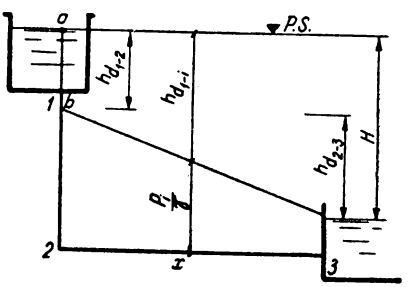


Fig. III.43. Schema unei conducte lungi simple.

în cele distribuite. Eroarea relativă produsă prin neglijările amintite nu trebuie să depăşească 2%.

5.1.3.1. *Conducte lungi simple.* Sînt considerate conducte lungi acelea la care diametrul şi rugozitatea se păstrează constante (fig. III.43). Calculul acestor conducte se face simplu, considerînd că întreaga sarcină H a sistemului este consumată pentru învingerea rezistenţelor distribuite deci:

$$H = h_d = \lambda \frac{l}{d} \frac{v^2}{2g} = \lambda \frac{l}{d} \frac{Q^2}{2g} \frac{1}{A^2} = \frac{Q^2}{K^2} l. \qquad \text{(III.261)}$$

În această relaţie s-a notat cu K valoarea $A \sqrt{\frac{2gd}{\lambda}}$ care are dimensiunile $L^3 T^{-1}$ şi se numeşte *modul de debit*. Acesta este după cum se vede raportul dintre debit şi rădăcina pătrată a pantei hidraulice a curentului. În tabelul III.14 se dau valorile modulului de debit K, pentru conductele de alimentare cu apă, funcţie de diametrul conductei şi coeficientul de rugozitate n.

În reprezentarea grafică a mişcării în cazul unui sistem lung sub presiune linia energetică coincide cu linia piezometrică ca în fig. III. 43, în care segmentul $\overline{ab}$ reprezintă pierderea distribuită de sarcină pe tronsonul *1—2*.

Tabelul III.14

Valoarea modulului de debit K pentru conductele de alimentare în funcție de diametrul conductei și de coeficientul de rugozitate n

d mm	K, l/s		
	Conducte curate $n = 0{,}011$	Conducte în condiții normale $n = 0{,}0125$	Conducte murdare $n = 0{,}0143$
100	61,11	53,72	47,01
200	388,00	341,10	298,50
300	$1{,}144 \cdot 10^3$	$1{,}006 \cdot 10^3$	880,00
400	$2{,}464 \cdot 10^3$	$2{,}166 \cdot 10^3$	$1{,}895 \cdot 10^3$
500	$4{,}467 \cdot 10^3$	$3{,}927 \cdot 10^3$	$3{,}436 \cdot 10^3$
600	$7{,}264 \cdot 10^3$	$6{,}386 \cdot 10^3$	$5{,}587 \cdot 10^3$
700	$10{,}96 \cdot 10^3$	$9{,}632 \cdot 10^3$	$8{,}428 \cdot 10^3$
800	$15{,}64 \cdot 10^3$	$13{,}75 \cdot 10^3$	$12{,}03 \cdot 10^3$
900	$21{,}42 \cdot 10^3$	$18{,}83 \cdot 10^3$	$16{,}47 \cdot 10^3$
1 000	$28{,}36 \cdot 10^3$	$24{,}93 \cdot 10^3$	$21{,}82 \cdot 10^3$
1 200	$46{,}12 \cdot 10^3$	$40{,}55 \cdot 10^3$	$35{,}48 \cdot 10^3$
1 400	$69{,}57 \cdot 10^3$	$61{,}16 \cdot 10^3$	$53{,}52 \cdot 10^3$
1 600	$99{,}33 \cdot 10^3$	$87{,}32 \cdot 10^3$	$76{,}41 \cdot 10^3$
1 800	$136{,}00 \cdot 10^3$	$119{,}50 \cdot 10^3$	$104{,}60 \cdot 10^3$
2 000	$180{,}10 \cdot 10^3$	$158{,}30 \cdot 10^3$	$138{,}50 \cdot 10^3$

5.1.3.2. *Conducte cu debit distribuit.* Conducte cu debit distribuit sînt considerate arterele de alimentare cu apă într-un centru populat, sau diferite alte conducte care într-un proces industrial trebuie să cedeze pe lungimea lor între secțiunile *1* și *2*, debitul după o lege oarecare $q = q(x)$ (fig. III.44). În această situație debitul variază în lungul conductei, considerată cu diametru constant și deci panta hidraulică nu mai este constantă. Pentru o secțiune la distanța x de secțiunea inițială debitul curs prin conductă este:

$$Q_x = Q - \int_0^x q(x)\,\mathrm{d}x, \tag{III.262}$$

iar pierderea de sarcină distribuită produsă pe aceeași distanță este:

$$h_{d_{0x}} = \int_0^{\pi} \mathrm{d}(h_d), \tag{III.263}$$

în care:

$$\mathrm{d}(h_d) = \frac{Q_x^2}{K^2}\,\mathrm{d}x\,. \tag{III.264}$$

În cazul particular în care $q(x) = \text{const}$,

$$h_{d_{1-2}} = \frac{l}{K^2}\left(Q_T^2 + \frac{Q_D^2}{3} + Q_T \cdot Q_D\right) \simeq \frac{l}{K^2}(Q_T + 0{,}55\, Q_D), \qquad \text{(III.265)}$$

în care Q_T este debitul de tranzit, iar Q_D este debitul distribuit, adică ql. Pe baza acestui rezultat la calculul rețelelor în care apar artere cu debite distribuite, se admite schema

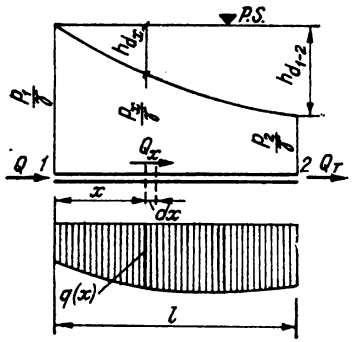


Fig. III.44. Schema de calcul în cazul debitului distribuit.

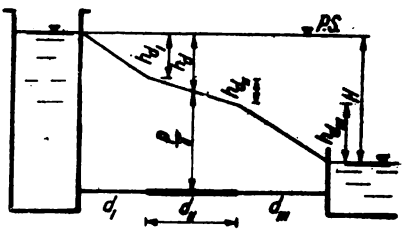


Fig. III.45. Conducte compuse în serie.

de calcul în care Q_D este distribuit concentrat în secțiunile de capăt (nodurile rețelei) *1—1* și *2—2* cu valorile $Q_D/2$.

Linia piezometrică nu mai este în cazul debitului distribuit o dreaptă, ci o curbă ce depinde de legea de distribuție $q(x)$.

5.1.3.3. *Conducte lungi compuse.* Aceste conducte apar în majoritatea sistemelor lungi sub presiune din practică și se obțin prin asamblarea mai multor conducte simple. Compunerea (asamblarea) conductelor simple se poate face în serie (fig. III.45) sau în paralel (fig. III.46).

În cazul unei conducte compuse în serie ca în cazul fig. III.45, se procedează ca și în celelalte cazuri (folosirea relațiilor energiilor și a continuității) și se obține:

$$H = \Sigma h_{d_i} = h_{d_I} + h_{d_{II}} + h_{d_{III}} = \frac{Q^2}{K_1^2} L_1 + \frac{Q^2}{K_2^2} L_2 + \frac{Q^2}{K_3^2} L_3 \qquad \text{(III.266)}$$

și deci:

$$Q = \sqrt{\frac{H}{\frac{L_1}{K_1^2} + \frac{L_2}{K_2^2} + \frac{L_3}{K_3^2}}}. \qquad \text{(III.267)}$$

În cazul conductelor compuse în paralel ca în cazul fig. III.46 pierderea de sarcină între punctele M și N este aceeași indiferent de traseul ales, deci :

$$h_{dI} = h_{dII} = h_{dIII}, \tag{III.268}$$

sau :

$$\frac{Q_I^2}{K_1^2} L_1 = \frac{Q_{II}^2}{K_2^2} L_2 = \frac{Q_{III}^2}{K_3^2} L_3 \tag{III.269}$$

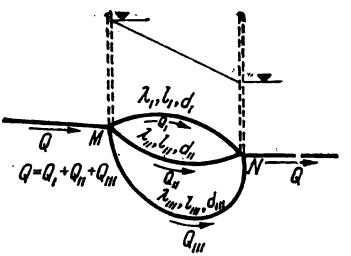


Fig. III.46. Conducte compuse în paralel.

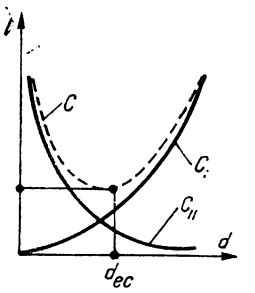


Fig. III.47. Determinarea diametrului economic.

și în același timp datorită continuității :

$$Q = Q_I + Q_{II} + Q_{III}. \tag{III.270}$$

Sistemul astfel format din trei ecuații are ca soluție unică debitele, necunoscutele Q_I, Q_{II} și Q_{III}.

5.1.4. **Diametrul hidraulic economic.** Soluțiile inginerești trebuie să fie economice și în cazul diametrului economic, problema se rezolvă din condiția ca suma cheltuielilor anuale (investiții, exploatare, energie consumată în cazul stațiilor de pompare, energie pierdută în cazul unei uzine hidroelectrice etc.) să fie minimă.

În principiu, soluția se obține prin determinarea minimului curbei rezultante C obținute prin însumarea curbelor C_I și C_{II}, care dau respectiv variația investițiilor și a valorii energiei consumate (sau pierdute) funcție de diametru (fig. III.47).

Pe baza principiului enunțat au fost stabilite o serie de formule practice pentru calculul lui d_{ec}, care ține seamă de valorile specifice fiecărui tip de instalație.

5.1.5. **Rețele de conducte.** După forma lor, rețelele de conducte se împart în rețele ramificate și rețele inelare.

5.1.5.1. *Rețele ramificate.* Rețelele ramificate au caracteristic faptul că un punct M (fig. III.48) poate fi alimentat numai dintr-o singură direcție, sensurile de curgere fiind cunoscute de la început.

Și în cazul rețelelor, problemele hidraulice pot fi de dimensionare sau de verificare, iar elementele de calcul sînt : caracteristicile geometrice și geodezice ale arterelor care

alcătuiesc rețeaua, debitele transportate de rețea, presiunile cerute la nodurile de capăt ale rețelei, sarcina rețelei.

Calculele se fac în general prin aplicarea relațiilor cunoscute, fiecare arteră precizîndu-se prin indicativele nodurilor de capăt. Astfel, pentru rețeaua din conducte lungi din fig. III.47, se poate scrie după traseul $0-1-2-3-4$:

$$Z_0 + \frac{p_0}{\gamma} = Z_4 + \frac{p_4}{\gamma} + \sum_0^4 h_d. \qquad \text{(III.271)}$$

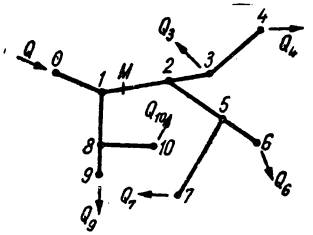


Fig. III.48. Schema unei rețele ramificate.

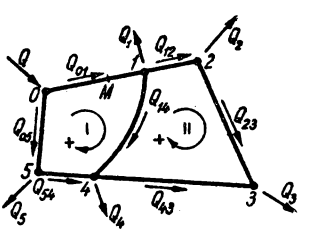


Fig. III.49. Schema unei rețele inelare.

Este posibil în practică pentru diametrele normalizate ca valorile într-un nod calculate din aval pe un traseu să nu coincidă cu cele calculate pe un alt traseu, un exemplu fiind cota piezometrică în nodul 5:

— traseul $5-6$: $$Z_5 + \frac{p_5'}{\gamma} = Z_6 + \frac{p_6}{\gamma} + h_{d_{5-6}}; \qquad \text{(III.272)}$$

— traseul $5-7$: $$Z_5 + \frac{p_5''}{\gamma} = Z_7 + \frac{p_7}{\gamma} + h_{d_{5-7}}, \qquad \text{(III.273)}$$

iar:

$$p_5' \neq p_5''. \qquad \text{(III.274)}$$

În aceste situații se vor alege conducte cu diametre normalizate care să conducă pe cît este posibil la realizarea egalității (III.274), iar în cazul existenței unei diferențe se va considera în calcul mai departe valoarea maximă a lui p_5.

Rețelele ramificate pot fi formate din conducte scurte, caz în care se va ține seamă în calcul de pierderile locale de sarcină și de valorile energiilor cinetice. Astfel pentru traseul $0-4$ se va scrie în acest caz:

$$\left(Z_0 + \frac{p_0}{\gamma}\right) - \left(Z_4 + \frac{p_4}{\gamma} = H_{0-4} = \frac{\alpha_4 v_4^2}{2g} - \frac{\alpha_0 v_0^2}{2g} + \sum_0^4 h_d + \sum_0^4 h_l, \qquad \text{(III.275)}\right.$$

sau dacă se folosește modulul de rezistență s (v. § 5.1) se poate scrie:

$$H_{0-4} = Q_{0-1}^2 (s_d + s_l - s_v)_{0-1} + Q_{1-2}^2 (s_d + s_l)_{1-2} + \\ + Q_{2-3} (s_d + s_l)_{2-3} + Q_{3-3} (s_d + s_l + s_v)_{3-4}, \tag{III.276}$$

în care s-a notat:

$$s_{d_{i-j}} = \left(\lambda \frac{l}{d} \frac{1}{2gA}\right)_{i-j}; \quad s_l = \left(\sum \zeta \frac{1}{2gA}\right)_{i-j}; \quad s_v = \left(\frac{\alpha}{2gA}\right)_{i-j}. \tag{III.277}$$

Rezultă deci că s_v datorat energiei cinetice va apare în calcule numai la arterele extreme ale unui circuit, iar modulul de rezistență s se poate scrie sub formă generalizată:

$$s = s_d + s_l \pm s_v. \tag{III.278}$$

5.1.5.2. *Rețelele inelare.* Rețelele inelare au caracteristic faptul că un punct M (fig. III.49) poate fi alimentat din două direcții, sensurile de curgere în arterele rețelei nefiind cunoscute de la început. Aceasta deoarece problema matematică a rețelelor inelare este nedeterminată numărul necunoscutelor (diametre și debite) fiind de două ori mai mare decît ecuațiile care se pot scrie prin asigurarea condițiilor de continuitate și de pierderi de sarcină.

Calculul practic al acestor tipuri de rețele se face în felul următor:

— se aleg dimensiunile geometrice ale rețelei prin precizarea arterelor și nodurilor ce o alcătuiesc;

— se numerotează inelele (buclele, ochiurile) rețelei și se alege un sens pozitiv de calcul (același pentru toate buclele);

— se stabilesc debitele care intră și ies din rețea prin nodurile ei (în cazul arterelor cu debite distribuite, ele se vor considera în noduri conform celor arătate la § 5.1.3.b);

— se presupun sensurile de curgere în artere cît și valorile debitelor cu condiția ca în fiecare nod să se respecte condiția de continuitate;

— în final se face verificarea dacă în fiecare inel (buclă) se respectă condiția:

$$\sum h_r = 0. \tag{III.279}$$

În cazul în care condiția (III.279) nu este respectată, înseamnă că valorile debitelor și sensurile de curgere presupuse nu sînt corespunzătoare și este necesară o compensare a rețelei. Prin operația de compensare se înțelege mărirea sau micșorarea debitelor pe arterele rețelei pentru a se asigura condiția impusă pierderilor de sarcină.

Se atrage atenția că o compensare efectuată pentru unul din inelele rețelei atrage după sine decompensarea inelelor adiacente, deci calculul se reia pentru întreaga rețea.

Practic, se folosește metoda aproximațiilor succesive și se oprește calculul la un grad de aproximație acceptabil în respectarea condiției (III.279). Se poate considera rezultatul mulțumitor dacă $\sum h_r = 0{,}50$ m pentru inele și 1,50 m pentru conturul rețelei inelare calculate.

În ultima vreme se folosesc tot mai mult calculatoarele, ceea ce scurtează timpul de calcul.

5.1.6. **Problemele hidraulice ale rezervoarelor.** Sistemele hidraulice au de multe ori în ansamblul lor rezervoare care ridică probleme specifice cum ar fi determinarea timpului de golire parțială sau totală sau combinarea lor.

5.1.6.1. *Timpul de golire.* Timpul de golire a unui rezervor se stabileşte considerîndu-se mişcarea ca o succesiune de mişcări permanente. Astfel, pentru un rezervor realizat prin bararea unui curs de apă (fig. III.50) pentru care se stabileşte secţiunea orizontală A funcţie de z se poate scrie condiţia de continuitate:

$$A(z)\,dz = \mu A_0 \sqrt{2gz}\,dt \qquad \text{(III.280)}$$

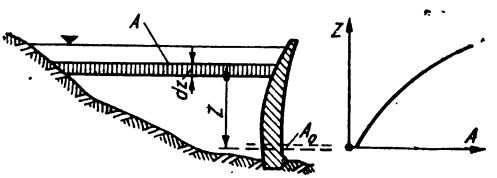


Fig. III.50. Schema de calcul a golirii unui rezervor.

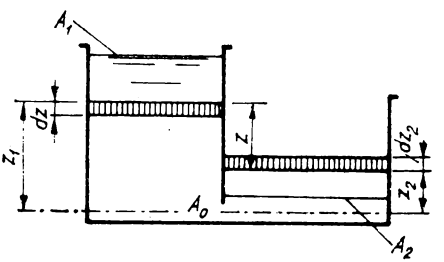


Fig. III.51. Schema de calcul a golirii unui rezervor în alt rezervor.

şi deci:

$$T = \int_{t_1}^{t_2} dt = \int_{z_1}^{z_2} \frac{A(z)}{A_0} \frac{1}{\mu\sqrt{2g}} z^{-\frac{1}{2}}\,dz = \frac{1}{A_0\mu\sqrt{2g}} \int_{z_1}^{z_2} A(z)\, z^{-\frac{1}{2}}\,dz \cdot \qquad \text{(III.281)}$$

În calcul s-a considerat că golirea se face printr-un sistem sub presiune cu coeficient de debit μ, a cărui secţiune de capăt aval A, se găseşte în originea variabilei z.

Un alt exemplu de golire a unui rezervor este cel din fig. III.51 în care însă secţiunea A_0 nu mai păstrează în centrul ei o presiune constantă. Pentru acest caz continuitatea se exprimă prin relaţiile:

$$A_1\,dz_1 = A_2\,dz_2;$$

$$A_1\,dz_1 = \mu A_0 \sqrt{2gz}\,dt, \qquad \text{(III.282)}$$

la care se adaugă relația geometrică :

$$dz = dz_1 + dz_2, \tag{III.283}$$

iar soluționarea sistemului conduce la :

$$T = \frac{A_1 A_2}{A_1 + A_2} \cdot \frac{1}{\mu A_0 \sqrt{2g}} \int_{z_1}^{z_2} z^{-\frac{1}{2}} dz, \tag{III.284}$$

în care A_1 și A_2 s-au considerat valori constante.

Folosirea modului de tratare înfățișat în cele două exemple dă posibilitatea determinării timpului de golire și în situații mai complicate.

5.1.6.2. *Combinarea rezervoarelor.* Combinarea rezervoarelor este o problemă a cărei rezolvare se obține prin folosirea metodelor înfățișate la calculul sistemelor hidraulice scurte sau lungi. Pentru exemplificare se consideră cazul a trei rezervoare (problema celor trei rezervoare) care pot funcționa în trei situații expuse în tabelul III.15. În tabel sînt date pentru fiecare caz relațiile de calcul și rezolvarea grafică prin folosirea curbelor caracteristice ale circuitelor de la rezervoare la punctul M de legătură. Curbele caracteristice sau caracteristicile circuitelor respective reprezintă dependența $h_r = f(Q)$ între pierderile de sarcină și debitele curse pe circuitele respective.

5.2. CALCULUL SISTEMELOR HIDRAULICE SUB PRESIUNE CU MIȘCARE NEPERMANENTĂ

De foarte multe ori curgerile în sistemele hidraulice sub presiune, din practică, sînt nepermanente datorită condițiilor de exploatare sau datorită uneori avariilor care intervin. Acest caracter nepermanent al curgerii face posibilă apariția unui fenomen foarte important numit *lovitură de berbec.*

Prin lovitură de berbec se înțelege fenomenul de mișcare rapid variabilă, produs în sistemele (instalațiile) sub presiune, caracterizat printr-o variație rapidă a presiunii, care impune luarea în considerare a compresibilității lichidului.

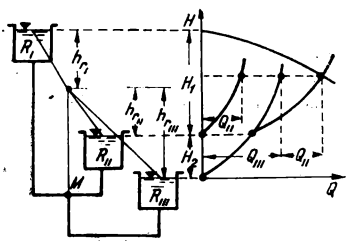
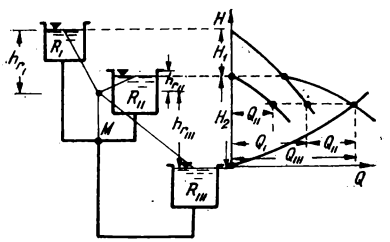
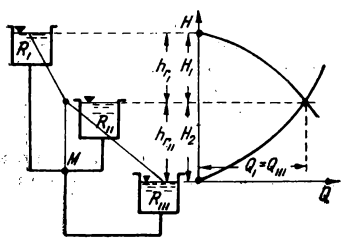
5.2.1. **Explicarea fenomenului.** S-a constatat că dacă se închide brusc o vană amplasată pe o conductă prin care curge sub presiune un lichid, presiunea crește în amonte de vană și descrește în aval, iar dacă vana se deschide, presiunea descrește în amonte și crește în aval. În mod asemănător se vor produce variații ale presiunii într-un sistem hidraulic și în alte situații în care se va realiza un regim nepermanent al mișcării, cum ar fi variația presiunii într-o conductă de refulare a unei stații de pompare la care apare o variație a turației pompelor. Datorită compresibilității lichidului și elasticității pereților conductei, aceste variații de presiune care apar inițial într-o secțiune a sistemului (secțiunea vanei, secțiunea stației de pompare etc...), se propagă ulterior în sistem, sub forma unei unde de presiune. Se precizează că viteza de propagare a undelor față de un sistem de referință legat de conductă (sistem, hidraulic) este $a = v \pm c$ în care v este viteza lichidului iar c este viteza de propagare a perturbațiilor față de fluid și poartă numele de *celeritate.*

În cazul unei conducte sub presiune prevăzută cu o vană, la închiderea instantanee a acesteia, creșterea de presiune care se produce în secțiunea vanei a fost stabilită de N. E. Jukovski, sub forma :

$$\Delta p = \rho c (v_0 - v).$$

Tabelul III.15

Combinarea rezervoarelor

Schema sistemului	Relații de calcul
	$Q_I = Q_{II} + Q_{III}$ $Q_I > Q_{III}$ $h_{r_I} = s_I Q_I^2,\ h_{r_{II}} = s_{II} Q_{II}^2$ $h_{r_{III}} = s_{III} Q_{III}^2$ $H_1 = s_I Q_I^2 + s_I Q_{II}^2$ $H_2 = s_{III} Q_{III}^2 - s_{II} Q_{II}^2$
	$Q_I = Q_{III} - Q_{II}$ $Q_I < Q_{III}$ $h_{r_I} = s_I Q_I^2 \cdot h_{r_{II}} = s_{II} Q_{II}^2$ $h_{r_{III}} = s_{III} Q_{III}^2$ $H_1 = s_I Q_I^2 - s_{II} Q_{II}^2$ $H_2 = s_{II} Q_{II}^2 + s_{III} Q_{III}^2$
	$Q_I = Q_{III}$ $Q_{II} = 0$ $h_{r_I} = s_I Q_I^2,\ h_{r_{II}} = 0$ $h_{r_{III}} = s_{III} Q_{III}^2$ $H_1 = s_I Q_I^2$ $H_2 = s_{III} Q_{III}^2$

Expresia suprapresiunii a fost stabilită folosindu-se teorema impulsului în ipoteza unei conducte rigide (nedeformabile) și s-a notat cu ρ densitate lichidului, cu c viteza de propagare a perturbațiilor (unde de suprapresiune) față de fluid, cu v_0 viteza inițială a lichidului iar cu v, viteza lichidului în conductă după închiderea vanei (dacă închiderea este totală atunci $v = 0$ și Δp are valoare maximă).

Perturbarea realizată în sistem (a condițiilor la limită din punct de vedere matematic) prin închiderea sau deschiderea unei vane de exemplu, produce o undă primară numită undă directă iar reflectarea acesteia se numește undă indirectă.

În raport cu o secțiune oarecare pe traseul conductei în care s-a produs lovitura de berbec se definesc: unda incidentă, unda ce vine spre secțiunea considerată dinspre organul perturbator; și unda reflectată, transformata undei incidente care se propagă în sens contrar acesteia.

Timpul în care o undă parcurge o porțiune dată din instalație este timpul de parcurs τ. În raport cu o secțiune oarecare se numește faza directă a loviturii de berbec intervalul de timp cuprins între trecerea primei unde directe și sosirea primei unde reflectate și analog faza indirectă a loviturii de berbec, este intervalul de timp în care o secțiune se află sub influența undelor directe și indirecte.

5.2.2. Tratarea analitică a loviturii de berbec. Și pentru tratarea acestei probleme se folosesc relațiile de continuitate și dintre energii ținîndu-se seamă de nepermanența mișcării.

Condiția de continuitate se asigură prin egalarea diferenței de volum lichid intrat și ieșit în intervalul de timp dt prin secțiunile A care limitează porțiunea de conductă cu lungime dx, cu creșterea laterală a volumului, datorită elasticității conductei plus creșterea cantității de lichid care se înmagazinează în volumul geometric considerat datorită compresibilității lichidului, adică:

$$dW = dW' + dW''. \tag{III.285}$$

Expresiile volumului elementar sînt:

$$dW = \frac{\partial v}{\partial x} A\, dx\, dt;$$

$$dW' = \pi D \frac{D^2}{4\,\delta E_c} dp\, dx; \tag{III.286}$$

$$dW'' = \frac{1}{E_L} A\, dx\, dp,$$

în care v este viteza medie a lichidului în secțiunea A situată la distanța x de secțiunea inițială, E_c — modulul de elasticitate al materialului din care este confecționată conducta, E_L — modulul de elasticitate al lichidului, D — diametrul secțiunii conductei considerate circulare, dp — variația presiunii datorită nepermanenței mișcării iar δ — grosimea peretelui conductei conform fig. III.52.

Respectarea condiției de continuitate (III.285) conduce la egalitatea:

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \left(\frac{1}{E_L} + \frac{1}{E_c} \cdot \frac{D}{\delta}\right) \frac{\partial p}{\partial t}, \tag{III.287}$$

sau :

$$\frac{\partial v}{\partial x} = \frac{1}{E} \cdot \frac{\partial p}{\partial t}, \tag{III.288}$$

în care s-a notat :

$$\frac{1}{E} = \frac{1}{E_L} + \frac{1}{E_c} \cdot \frac{D}{\delta}, \tag{III.289}$$

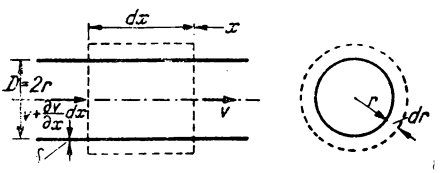


Fig. III. 52. Schema de calcul a ecuației de continuitate pentru mișcarea sub presiune nepermanentă.

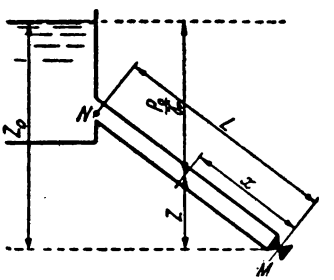


Fig. III. 53. Sistemul sub presiune în care se produce lovitura de berbec.

E fiind o mărime care introduce în calcule elasticitatea ansamblului format din lichid și conductă.

În legătură cu rezultatul obținut se amintește că viteza de transmitere a sunetului într-un mediu elastic (de exemplu un lichid) este conform formulei lui Newton :

$$c_0 = \sqrt{\frac{E_L}{\rho}}, \tag{III.290}$$

deci și expresia :

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \sqrt{\frac{E_L}{\rho}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{E_L}{E_c} \cdot \frac{D}{\delta}}}, \tag{III.291}$$

este tot de natura unei viteze și reprezintă celeritatea în cazul unei conducte circulare, cu pereții dintr-un material omogen. Relația (III.291) se particularizează pentru conducta perfect rigidă și pentru apă sub forma :

$$c = c_0 = \sqrt{\frac{E_L}{\rho}} = 1\,425 \text{ m/s}. \tag{III.292}$$

Pentru conductele de beton armat, formula celerității este :

$$c = \sqrt{\frac{E_L}{\rho}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{E_L}{E_b} \frac{D}{[1 + (m-1)\alpha]\delta}}}, \qquad \text{(III.293)}$$

în care E_b este modulul de elasticitate al betonului, $m = \frac{E_a}{E_b}$, iar E_a este modulul de elasticitate al armăturii, α este coeficientul de armare (0,015...0,05).

Pentru galeriile blindate, întîlnite deseori în amenajările hidroenergetice, celeritatea se poate calcula cu relația :

$$c = \sqrt{\frac{E_L}{\rho}} \frac{1}{\sqrt{1 + \frac{E_a}{E_b} \cdot \frac{D}{\delta} \cdot \frac{s}{s+1}}}, \qquad \text{(III.294)}$$

unde :

$$s = 2E \frac{\Delta}{D} \left(\frac{2}{B D_1} + \frac{1}{E_b} \cdot \frac{D_1}{D_2} \right), \qquad \text{(III.295)}$$

iar D_1 și D_2 sînt respectiv diametrele interior și exterior ale galeriei, Δ este grosimea căptușelii metalice iar B coeficientul de așezare al stîncii (400...600 kgf/cm²).

Funcție de elasticitatea ansamblului viteza c va scădea fiind în general cuprinsă între 800 și 1 200 m/s și ajunge pentru conducte de cauciuc, la care $\frac{D}{\delta} = 7$, la valori de ordinul 20 m/s funcție de presiunea de lucru. În tabelul III.16 se prezintă cîteva valori ale acestei viteze.

Relația între energii sub formă diferențială se exprimă pentru mișcarea nepermanentă considerată sub forma :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{1}{g} \cdot \frac{\partial v}{\partial t} = 0, \qquad \text{(III.296)}$$

în care s-au neglijat pierderile de sarcină. Se demonstrează că termenul cinetic se poate neglija în raport cu energia potențială, ceea ce conduce la expresia :

$$\rho \frac{\partial v}{\partial t} = \frac{\partial p}{\partial x} + \gamma \frac{\partial z}{\partial x}, \qquad \text{(III.297)}$$

în care s-a considerat originea spațiului în secțiunea cu organul perturbator (vane etc.) sensul pozitiv al lui x, fiind în sensul undei directe (de la M la N în fig. III.53), iar sensul pozitiv al vitezei v invers (de la N la M).

Rezolvarea sistemului format din ecuațiile III.288 și III.297 conduce la :

$$\frac{1}{E} \cdot \frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = \frac{1}{\rho} \cdot \frac{\partial^2 p}{\partial x^2} + g \frac{\partial^2 z}{\partial x^2}, \qquad \text{(III. 298)}$$

Tabelul III.16

Valori ale vitezei c

Natura materialului	p, at; c, m/s					
Oţel-moale	p	1	6	10	30	100
	c	665	777	837	1 000	1 184
Beton armat	900—1 070					
Lemn	285—760					
Cauciuc cu $D/\delta = 7$	17—29					

sau dacă se consideră conducta rectilinie şi se ţine seamă de expresia celerităţii (III.291):

$$\frac{\partial^2 p}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 p}{\partial x^2}. \qquad \text{(III.299)}$$

Ecuaţia diferenţială căpătată este identică cu ecuaţia coardei vibrante şi are soluţiile cunoscute:

$$p - p_0 = F(x - at) + f(x + at);$$

$$v - v_0 = -\frac{g}{\gamma c}[F(x - at) - f(x + at)], \qquad \text{(III.300)}$$

în care p_0 şi v_0 corespund secţiunii la distanţa x în momentul iniţial (v. fig. III.53). iar F şi f sînt funcţii arbitrare între care se pot stabili relaţii ţinîndu-se seamă de condiţiile de unicitate ale problemei.

Fizic se constată că în secţiune la distanţa x apare mai întîi o variaţie a presiunii datorată undei directe şi care este exprimată matematic prin $F(x-at)$. După un interval de timp τ_x numit „faza directă a loviturii de berbec" (intervalul de timp cuprins între trecerea primei unde directe şi sosirea primei unde reflectate numită undă indirectă) egal cu $\frac{2(L-x)}{c}$ în secţiune apare în sens contrar unda indirectă a cărei acţiune este exprimată prin funcţia $f(x + at)$. Valoarea variaţiei de presiune $\Delta p = p - p_0$ este pozitivă dacă $v_0 > v$, (la micşorarea debitului) şi negativ dacă $v_0 < v$, (la mărirea debitului). Valoarea maximă a lui Δp se realizează pentru $v = 0$.

Important pentru calcul este şi timpul de închidere a vanei T, deoarece atunci cînd $T > \tau_x$ în secţiunea iniţială se vor suprapune undele directe cu cele indirecte, iar valoarea lui Δp scade. Lovitura de berbec deci, este cu atît mai violentă cu cît conducta este mai lungă şi cu cît închiderea este mai rapidă. În acelaşi timp intensitatea feno-

menului scade la conductele scurte cînd manevra vanei se face lent sau cînd există intercalată pe conductă o capacitate care să acumuleze lichid sau cînd lichidul își găsește ieșirea printr-o derivație din conductă.

5.2.3. **Metode practice de calcul a loviturii de berbec.** În practică se folosesc diferite metode practice de calcul și care se bazează pe cele menționate anterior. Dintre metodele analitice sau grafice întrebuințate se amintesc în cele ce urmează, cîteva:

5.2.3.1. *Metoda Allievi.* Aceasta este una din metodele analitice prin care plecînd de la ecuațiile diferențiale ale loviturii de berbec, se stabilește un sistem de ecuații în care presiunea este exprimată în coloană de lichid. Sistemul poartă numele de seria înlănțuită a lui Allievi și se alcătuiește cu ajutorul formulei:

$$h_{i-1} + h_i - 2h_0 = \frac{c}{g}(v_{i-1} - v_i), \tag{III.301}$$

în care indicele i arată valorile corespunzătoare timpului $t_i = i\,\tau_x = i\,\frac{2(L-x)}{c}$ (multiplu al fazei directe a loviturii de berbec). Sistemul nu se poate rezolva însă decît atunci cînd se cunoaște relația între v și h care este legea de funcționare (închidere sau deschidere) a organului perturbator.

5.2.3.2. *Metoda Morozov.* Metoda Morozov recomandată pentru determinarea creșterii de presiune Δp în secțiunea organului perturbator deosebește cele două cazuri amintite astfel:

1) Pentru lovitura directă $T \leqslant \frac{2L}{c}$, $\Delta p = \rho c\,(v_0 - v)$. (III.302)

2) Pentru lovitura indirectă $T > \frac{2L}{c}$, creșterea de presiune în funcție de timp se calculează cu formula:

$$\Phi_{n+1}\sqrt{1+\xi_{n+1}} - \Phi_n\sqrt{1+\xi_n} = -\frac{1}{2\eta}(\xi_{n+1} + \xi_n), \tag{III.303}$$

în care ξ reprezintă expresia adimensională a creșterii de presiune $\xi = \frac{h - h_0}{h_0} = \frac{p}{p_0}$, p_0 este presiunea inițială în conductă, n — numărul fazei, adică timpul considerat din momentul începerii închiderii vanei (faza 1 corespunde timpului $\frac{2L}{c}$ iar faza n corespunde timpului $n\frac{2L}{c}$), η — caracteristica secțiunii conductei precizată prin expresia $\eta = \frac{c\,v_0}{2g\,h_0}$, unde v_0 este viteza maximă în conductă calculată cu relația $v_0 = \frac{A_m}{A}\sqrt{2g \cdot h_0}$, A_m — secțiunea maximă pe care o deschide vana, A — secțiunea conductei, $h_0 = \frac{p_0}{\gamma}$, Φ — coeficient ce depinde de legea de închidere a vanei și este o funcție de timp $\Phi(t) = \frac{A_i}{A_m}$, cu A_i secțiunea deschisă de vană la timpul t. În proiectare se admite că Φ este

funcție liniară de timp dependentă de $\Phi_0 = \frac{A_0}{A_m}$, A_0 fiind secțiunea deschisă de vană la momentul inițial t_0 al manevrării acesteia.

Creșterile de presiune ξ_1, ξ_2, $\xi_3 \ldots \xi_n$ corespunzătoare fazelor 1, 2, 3,..., n, tind către o valoare limită:

$$\xi_m = \frac{\sigma}{2}(\sigma + \sqrt{\sigma^2 + 4}), \qquad \text{(III.304)}$$

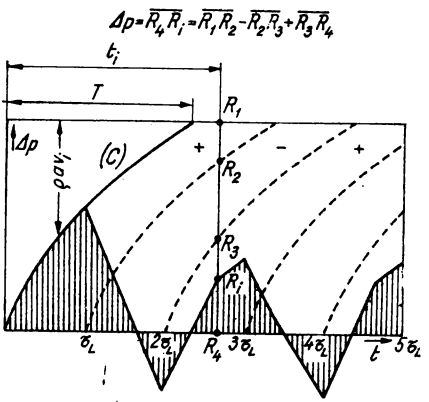


Fig. III. 54. Calculul grafic al loviturii de berbec pentru secțiunea de lîngă organul perturbator.

unde σ se calculează cu o expresie adimensională denumită caracteristica conductei:

$$\sigma = \frac{L v_0}{g h_0 T}.$$

Variațiile maxime de presiune se stabilesc practic la sfîrșitul primei faze sau la sfîrșitul fazei m. Pentru calcule de proiectare se calculează ξ_1 cu formula (III.303), făcînd $n = 1$ iar ξ_m cu formula (III.304). Creșterea maximă de presiune va fi $\Delta p = \xi p_0$ unde ξ este valoarea cea mai mare dintre ξ_1 și ξ_m.

5.2.3.3. *Metoda grafică.* Pentru calculul unei secțiuni se folosește metoda grafică care are la bază un sistem de ecuații dedus din ecuațiile generale particularizate pentru secțiunea în care se face calculul.

Astfel, pentru secțiunea de lîngă organul perturbator se alege un sistem de axe ca în fig. III.54 în care notațiile sînt cele cunoscute. Valoarea lui Δp pentru momentul t_i se obține prin însumarea algebrică a segmentelor căpătate prin intersecția verticalei timpului t_i cu paralele la curba $\rho c v_i$ în care v_i este viteza de închidere la momentul t_i. În mod asemănător metoda permite calculul și pentru alte secțiuni la distanța x de aparatul perturbator.

În cazul în care nu se produce o micşorare a debitului (închidere a vanei) ci o mărire a acestuia prin deschiderea unei vane sau mărirea turaţiei unei staţii de pompare, curba C a aparatului perturbator şi paralelele la aceasta se vor construi în zona negativă a ordonatei.

5.2.3.4. *Metoda caracteristicilor.* Aceasta este o metodă folosită curent în calculele practice şi se bazează pe reprezentarea loviturii de berbec prin caracteristicile acesteia sub forma a două drepte cu ecuaţiile:

$$h - h_i = \pm \frac{c}{gA}(Q - Q_i). \qquad \text{(III.305)}$$

Metoda a fost precizată de Schnyder şi Bergeron iar dreptele reprezentative ale fenomenului la momentul t_i se pot interpreta astfel: — Dacă un observator pleacă dintr-o secţiune M (a conductei) la timpul t_i (cînd regimul de mişcare este caracterizat de h_i şi Q_i) şi se deplasează cu celeritatea c, el constată că în orice loc, în lungul conductei, presiunea h şi debitul Q (în momentul în care trece) sînt legate între ele printr-o lege liniară care depinde numai de constantele c şi A ale conductei, de regimul (h_i, Q_i) în momentul plecării acestui observator şi de sensul deplasării sale. Cele două drepte simetrice faţă de orizontală, reprezintă cele două unde: directă şi indirectă, precizate prin funcţiile F şi f în ecuaţiile (III. 300).

Practic, într-un sistem de coordonate Q, h se trasează caracteristicile conductei sub presiune şi a organului perturbator (caracteristica vanei a unei staţii de pompare la diferite turaţii etc.), şi se precizează valorile de regim (iniţiale) Q_0 şi h_0. Din punctul acesta iniţial se merge în continuare folosindu-se caracteristicile loviturii de berbec.

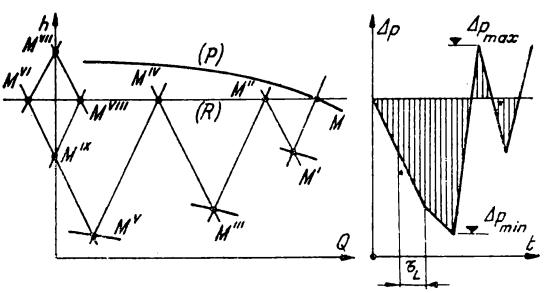


Fig. III. 55. Calculul loviturii de berbec prin metoda caracteristicilor.

Pentru exemplificare se consideră cazul unei conducte de refulare la care se presupune că în urma unei avarii în circuitul de forţă se produce o micşorare a turaţiei pompei. În fig. III.55 în sistemul h, Q, sînt reprezentate caracteristicile conductei R şi a pompei P la turaţia normală, intersecţia acestora M dă valorile de regim ale instalaţiei. Din punctul M (caracteristic curgerii la momentul iniţial în secţiunea de lîngă pompă) se duce dreapta caracteristică a loviturii de berbec care urmează să se producă în momentul schimbării turaţiei, iar mişcarea va fi reprezentată de aceasta pînă cînd va întîlni noua curbă caracteristică a pompei corespunzătoare unui interval de timp anumit (de la începerea regimului nepermanent). Din acel punct M' se construieşte dreapta simetrică

a loviturii de berbec care reprezintă fenomenul pînă cînd întîlneşte caracteristica capătului opus al conductei de refulare (neschimbată în cazul problemei noastre) în punctul M''. Operaţia se repetă ştiind că între momentul întîlnirii unei drepte caracteristice, cu caracteristica pompei şi momentul întîlnirii dreptei simetrice caracteristice, cu caracteristica conductei, este un interval egal cu $\frac{L}{c}$, în care L este lungimea conductei.

Final se trasează o curbă de variaţie a lui Δp funcţie de t pe baza graficului construit. În cazul din figură s-a considerat că prima intersecţie M' are loc după un interval $\tau_L = \frac{2L}{c}$.

Metoda poate ţine seamă şi de pierderile de sarcină produse în curgerea în conductă, în literatura de specialitate indicîndu-se în detaliu procedee de lucru.

6. MIŞCAREA OSCILATORIE A APEI ÎN CASTELELE DE ECHILIBRU

Instalaţiile sub presiune sînt prevăzute adesea cu castele de echilibru, un exemplu fiind uzinele hidroelectrice la care acestea se găsesc între aducţiune şi conductele forţate (fig. III.56). Rolul castelelor de echilibru este de a limita lungimea de propagare a loviturii de berbec (prin aceasta micşorîndu-se amplitudinea undelor de presiune) şi de a amortiza oscilaţiile lichidului datorate variaţiilor de debit la turbine.

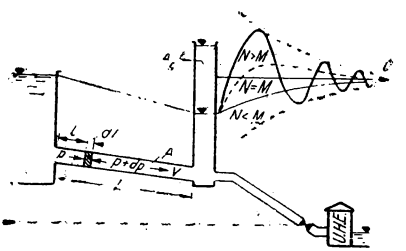


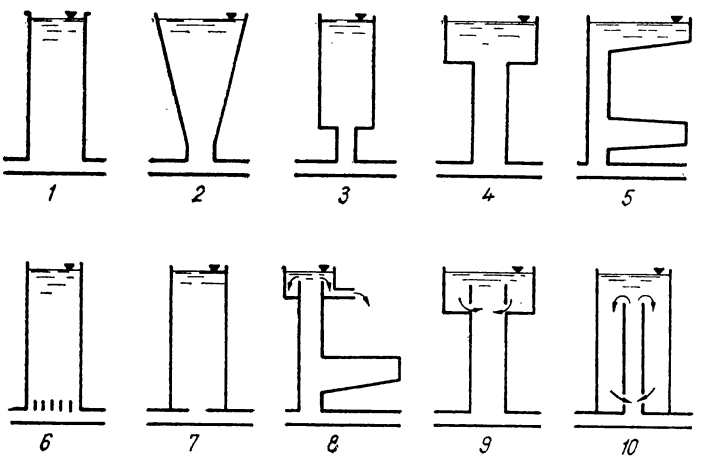
Fig. III. 56. Schema oscilaţiilor într-un castel de echilibru.

În cazul nefuncţionării sistemului rezervor-castel-centrală, nivelul apei în castelul de echilibru este cel din lac, iar în timpul funcţionării în regim constant, nivelul scade datorită pierderilor de sarcină pe aducţiune. La apariţia variaţiilor de debit în centrală, se produce o oscilaţie în masă a lichidului din castel care se datoreşte transformării energiei cinetice a apei din aducţiune în lucru mecanic de oscilaţie. În felul acesta, la o închidere a vanei de admisie în centrală (micşorarea debitului), apa din aducţiune datorită inerţiei, continuă să pătrundă în castel iar suprafaţa liberă se ridică, depăşeşte cota acumulării şi se opreşte în momentul în care energia cinetică în ansamblul galerie-castel se anulează. În continuare se produce o mişcare inversă în aducţiune şi deci o coborîre a nivelului în castel şi aşa mai departe.

Oscilaţiile masei lichide în castel materializate prin oscilaţiile suprafeţei libere se amortizează datorită pierderilor de sarcină în castel care la rîndul lor depind de tipul de castel considerat. În tabelul III.17, sînt date schematic castelele de echilibru folosite în practică.

Tabelul III.17

Tipuri de castele de apă folosite în practică



6.1. STABILIREA ECUAŢIILOR MIŞCĂRII ÎNTR-UN CASTEL DE ECHILIBRU CILINDRIC

Ecuaţiile diferenţiale ale oscilaţiilor în castele cilindrice se stabilesc în ipoteza lichidului incompresibil ceea ce presupune că viteza în aducţiune se transmite instantaneu pe toată lungimea sa L.

Relaţia energiilor scrisă pentru secţiunile extreme ale aducţiunii (fig. III.56) este:

$$\left(z+\frac{p}{\gamma}\right)_1+\frac{\alpha_1 v_1^2}{2g}=\left(z+\frac{p}{\gamma}\right)_2+\frac{\alpha_2 v_2^2}{2g}+\frac{1}{g}\int_1^2\frac{\partial v}{\partial t}dl+h_r-$$

$$-y+\frac{L}{g}\cdot\frac{\partial v}{\partial t}+h_r=0, \tag{III.306}$$

şi devine:

$$\left(z+\frac{p}{\gamma}\right)_1-\left(z+\frac{p}{\gamma}\right)_2=y,\ v_1=v_2\ \text{şi}\int_1^2\frac{\partial v}{\partial t}\,\mathrm{d}l=L\,\frac{\partial v}{\partial t}\,, \tag{III.307}$$

deoarece $\frac{\partial v}{\partial l}=0$, datorită incompresibilității. Pierderile de sarcină pe aducțiune vor fi negative în cazul mișcării către castel și pozitive în cazul mișcării inverse. Final, relația energiilor se poate scrie:

$$\frac{L}{g}\,\frac{\partial v}{\partial t}=y\pm\frac{v^2L}{C^2\mathcal{R}}\,, \tag{III.308}$$

în care, $\mathcal{R}$ este raza hidraulică a aducțiunii considerată constantă iar C este coeficientul lui Chèzy.

Ecuația de continuitate aplicată pentru secțiunea aducțiunii de lîngă castel exprimă faptul că din volumul de lichid $A\ v\ \mathrm{d}t$ intrat din aducțiune în castel în intervalul de timp $\mathrm{d}t$, o parte $Q_T\,\mathrm{d}t$ pleacă spre centrală (prin conducta forțată), iar o parte, $A_C\,\mathrm{d}y$, se înmagazinează în castel. Se scrie astfel:

$$A\,v\,\mathrm{d}t=-A_C\,\mathrm{d}y+Q_T\,\mathrm{d}t\,, \tag{III.309}$$

sau:

$$\frac{A_C}{A}\,\frac{\mathrm{d}y}{\mathrm{d}t}=\frac{Q_T}{A}-v. \tag{III.310}$$

6.2. CALCULUL PRACTIC AL OSCILAȚIILOR

Rezolvarea problemei oscilațiilor în castel nu se poate face în general, ținîndu-se seamă de condițiile de unicitate reale, integrarea sistemului de ecuații stabilit (III.308 și III.310), efectuîndu-se exact numai în cazul unor ipoteze simplificatoare asupra pierderilor de sarcină.

6.2.1. **Integrarea exactă a sistemului de ecuații a mișcării.** Dacă se neglijează pierderile de sarcină, $\frac{v^2L}{C^2\mathcal{R}}$ se anulează, iar soluția sistemului este:

$$y=\sqrt{y_0^2+v_0^2\frac{A\,L}{g\,A_c}}\ \sin\left(\sqrt{\frac{gA}{L\,A_c}}\,t+\varphi\right), \tag{III.311}$$

în care:

$$\varphi=\operatorname{arc\,tg}\left(\frac{y_0}{v_0}\sqrt{\frac{g\,A_c}{A\,L}}\right).$$

În cazul acestei ipoteze nereale reiese că oscilațiile nivelului în castel vor fi sinusoidale neamortizate.

Altă soluție se obține dacă se consideră pierderile de sarcină proporționale cu viteza, adică $h_r = \beta v$ unde $\beta = \dfrac{32\nu}{g\,D^2}\,L_e$, ν este coeficientul cinematic de vîscozitate, D este diametrul conductei, $L_e \approx 1{,}2\ L$ este lungimea echivalentă a conductei (lungimea de conductă necesară pentru ca pierderea de sarcină să fie egală cu pierderea reală proporțională cu pătratul vitezei).

Soluțiile posibile pentru această ipoteză sînt:

$$N > M,\ y = e^{-Mt}\left[C_1' \cos t\sqrt{N^2 - M^2} + C'_2 \sin t\sqrt{N^2 - M^2}\right];$$

$$N = M,\ y = e^{-Mt}(C_1' t + C_2'); \qquad \text{(III.312)}$$

$$N < M,\ y = e^{-Mt}\left[C_1'' e^{t\sqrt{N^2 - M^2}} - C_2'' e^{-t\sqrt{N^2 - M^2}}\right],$$

în care $M = \dfrac{\beta g}{2L}$ și $N = \sqrt{\dfrac{gA}{LA_c}}$, iar C_i sînt constante care se determină din condițiile problemei. În fig.III.56 sînt prezentate oscilațiile pentru aceste situații.

6.2.2. **Calculul aproximativ al oscilațiilor.** În cazul real al castelelor de formă oarecare și pentru pierderile de sarcină proporționale cu viteza la pătrat, oscilațiile nu se pot studia la etapa actuală decît prin metode aproximative.

6.2.2.1. *Metoda Pressel.* Metoda Pressel sau metoda diferențelor finite se folosește în special pentru castelele cu secțiune variabilă (tabelul III.17; 2,3,4,5) sau pentru castelele prevăzute cu rezistențe suplimentare (tabelul III.17; 6), diafragme (tabelul III.17; 7), deversoare pentru limitarea amplitudinii maxime (tabelul III.17; 8) etc. Metoda se bazează pe scrierea ecuațiilor diferențiale ale mișcării cu diferențe finite sub forma:

$$\frac{L}{g}\frac{\Delta v}{\Delta t} = y_m \pm \frac{L}{C^2 R} v_m^2; \qquad \text{(III.313)}$$

$$A\,v_m = -A_{cm}\frac{\Delta y}{\Delta t} + Q_{Tm},$$

în care v_m, A_{cm} și Q_{Tm}, sînt mărimile medii în intervalul de timp care se calculează cu relațiile:

$$y_m = y_i + \frac{\Delta y}{2};\ v_m = v_i + \frac{\Delta v}{2};\ Q_{Tm} = \frac{Q_{Ti} + Q_{Ti+1}}{2}; \qquad \text{(III.314)}$$

$$A_{cm} = \frac{A_{c,i} + A_{c,i+1}}{2}.$$

Intervalele de timp Δt se aleg mai mici pentru castele de volum redus și mai mari pînă la 20 s la castele mai mari. Se poate face calculul și cu valori variate ale lui Δt luîndu-se mai mari în zonele de viteze mari ale apei în castel și mai mici în zonele extreme ale lui y.

Debitele Q_T se stabilesc funcție de alimentarea în timp a centralei (turbinelor) și calculul se organizează cu ajutorul unui tabel.

6.2.2.2. *Metoda Vogt și metoda Calame și Gaden.* Aceste metode se bazează pe un sistem analog cu cel menționat anterior dar cuprinzînd mărimi adimensionale.

Astfel, cea de a doua metodă are următoarele soluții:

— în cazul închiderii totale bruște

$$y_{max} = v_0 \sqrt{\frac{LA}{gA_c}} \left(1 - \frac{2}{3} b + \frac{1}{g} b^2\right); \tag{III.315}$$

— primul minim după y max:

$$y_{min} = v_0 \sqrt{\frac{LA}{gA_c}} (-1 + 2b); \tag{III.316}$$

— în cazul deschiderii bruște a vanei de la centrală cînd Q_T variază de la 0 la o valoare Q_T

$$y = v_0 \sqrt{\frac{LA}{gA_c}} (-1 - 0{,}125\, b). \tag{III.317}$$

În expresiile de mai înainte s-a notat cu :

$$b = \frac{h_r}{v_0 \sqrt{\frac{LA}{gA_c}}},$$

în care h_r este pierderea de sarcină proporțională cu v_0^2, iar v_0 este viteza de regim.

6.2.2.3. *Metode grafice.* Metodele grafice sînt folosite și pentru rezolvarea practică a problemelor de oscilații. La baza acestor metode stau tot ecuațiile diferențiale scrise cu diferențe finite, dar rezolvarea nu se mai face tabelar ci cu ajutorul construcțiilor grafice.

6.2.2.4. *Metoda bilanțului energetic.* Această metodă nu ne dă o diagramă completă a oscilațiilor, ci numai valorile extreme ale cotelor suprafeței libere a apei în castel.

Metoda se bazează pe exprimarea egalității între energia cinetică și potențială a apei intrate în castel peste nivelul inițial cu lucrul mecanic consumat pentru deplasarea acestei mase lichide.

Pentru castelul cilindric soluția problemei obținută cu această metodă este:

$$y_{max} = 0{,}65\, h_r - \sqrt{0{,}122\, h_r^2 + \frac{\gamma}{g} AL \frac{v^2}{A_c G}}, \tag{III.318}$$

în care h_r este pierderea de sarcină pe aducțiune iar G este greutatea apei intrată suplimentar în castel.

6.3. STABILITATEA CASTELULUI DE ECHILIBRU

În studiul oscilațiilor una dintre datele problemei este secțiunea transversală (orizontală) a castelului A_c. Pentru ca oscilațiile în castelele uzinelor hidroelectrice, provocate de reglarea automată a debitului să aibă un caracter stabil (să nu se amplifice)

Thomas a precizat următoarele condiții:

$$A_c > \frac{C^2 R A}{2g(H_0 - h_{ra} - 3h_{rf})}; \quad \frac{H_0}{3} > h_{ra} + h_{rf}, \tag{III.319}$$

în care H_0 reprezintă căderea brută a centralei hidroelectrice, iar h_{ra} și h_{rf} pierderile de sarcină pe conducta de aducțiune și respectiv pe conducta forțată.

7. CALCULUL SISTEMELOR HIDRAULICE CU SUPRAFAȚA LIBERĂ

Mișcarea apei în canale și albii naturale formează o preocupare importantă a hidrotehnicienilor. Studiul acestei mișcări este însă mai dificil decît cel al mișcării sub presiune datorită formei suprafeței libere, care din punct de vedere matematic introduce noi variabile.

7.1. CURGERI PERMANENTE CU SUPRAFAȚA LIBERĂ

Majoritatea curgerilor cu suprafață liberă din practică sînt considerate mișcări permanente și se tratează funcție de desfășurarea lor în spațiu.

7.1.1. Curgeri uniforme cu suprafața liberă. Mișcări uniforme cu suprafață liberă se realizează în cazul albiilor prizmatice la care se consideră că forma și dimensiunea secțiunii transversale, panta fundului, natura pereților rămîn invariabile în lungul curgerii În acest caz înălțimea apei h_0 se păstrează constantă și poartă numele de adîncime normală.

Suprafața liberă la mișcările permanente uniforme este un plan înclinat, a cărui linie de cea mai mare pantă este paralelă cu patul curgerii și deci, cu generatoarea canalului prismatic.

Ecuația mișcării medii permanente și uniforme a fost dată de Chèzy sub forma văzută anterior și în care panta energetică (hidraulică) este egală pentru mișcările cu suprafață liberă cu panta patului i. Ecuația se va scrie astfel:

$$v = C\sqrt{\mathcal{R} i}, \tag{III.320}$$

iar debitul se poate determina cu relația:

$$Q = A v = AC\sqrt{\mathcal{R}}\sqrt{i} = K\sqrt{i}, \tag{III.321}$$

în care K are dimensiunile unui debit și poartă numele de *modulul de debit.*

Relația (III.321) permite calcularea debitului Q cînd se cunosc panta canalului i, adîncimea normală h_0 (funcție de care se precizează A, $\mathcal{R}$ și C) și rugozitatea canalului (coeficientul de rugozitate n din expresia lui C se alege conform recomandărilor anterioare). Panta canalului i se calculează dacă se cunosc Q, h_0 și n. Coeficientul n (se reamintește că $C = \frac{1}{n}\mathcal{R}^y$ după Pavlovski) se poate calcula dacă se cunosc Q, h_0 și i.

În cazul în care necunoscuta problemei este adîncimea normală h_0, iar datele problemei sînt Q, i și n, nefiind posibilă explicitarea adîncimii h_0, se folosește pentru rezolvare o metodă grafo-analitică care constă în calcularea debitului Q pentru diverse valori ale lui h_0 și trasarea curbei $Q = f(h_0)$. Cu ajutorul curbei astfel trasate se determină adîncimea normală corespunzătoare debitului dat Q.

Pentru proiectarea canalelor trebuie să se prevadă ca viteza medie în canal să nu depășească valoarea limitei maxime corespunzătoare vitezei la care începe erodarea canalului și să nu fie inferioară valorii limitei minime corespunzătoare vitezei la care încep depunerile de aluviuni, sau se produce înghețul. Valorile vitezelor limită depind de natura canalelor și de natura aluviunilor. În unele cazuri viteza limită inferioară se impune din condiția de împiedicare a apariției vegetației pe canal.

În practică se urmărește uneori construirea unor canale cu profil optim hidraulic. Acestea sînt canale care pentru o valoare dată A, a secțiunii vii, și pentru o pantă dată i, transportă debitul maxim. Cu ajutorul egalității (III.321) rezultă că profilul optim hidraulic al unui canal, corespunde razei hidraulice maxime (perimetrului udat minim). Sau dacă este dat debitul Q și se alege viteza v, canalul cu secțiunea hidraulică optimă are panta minimă.

În practică se folosesc de multe ori canale închise, iar pentru calculul lor se dau diagrame funcție de gradul de umplere a egal cu raportul dintre adîncimea normală și înălțimea totală a secțiunii. În fig. III.57—III.60, sînt date funcție de a, curbele rapoartelor dintre debitul curs prin canal cu o înălțime normală oarecare h_0 și debitul curs prin canal cu o înălțime normală egală cu înălțimea secțiunii. De asemenea, pentru aceleași situația se dau și curbele rapoartelor vitezelor medii.

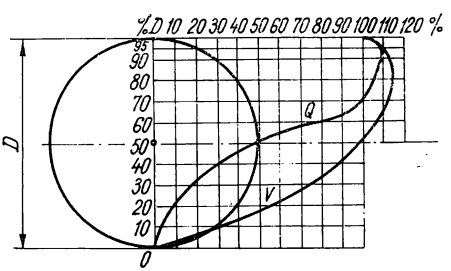


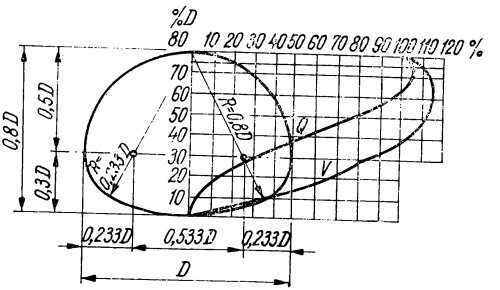
Fig. III. 57. Graficul de calcul pentru secțiunea circulară.

Pentru o secțiune transversală a unui curent se definește sarcina secțiunii, egală cu sarcina hidrodinamică a curentului luată față de punctul cel mai de jos al secțiunii Astfel, cu datele din fig. III.61, *a*, sarcina secțiunii H_A este :

$$H_A = h + \frac{v^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gA^2}, \qquad \text{(III.322)}$$

are este constantă în lungul curgerii în cazul mișcărilor uniforme.

Fig. III.58. Graficul de calcul pentru secţiunea ovoidală.



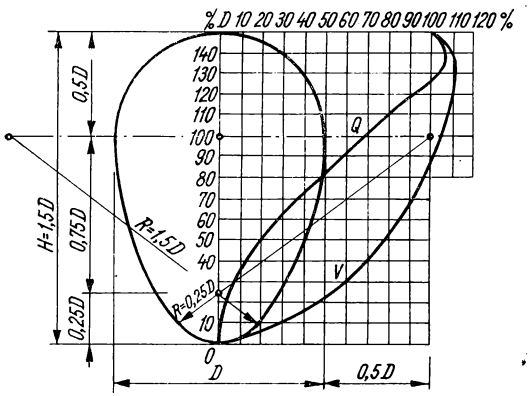


Fig. III.59. Graficul de calcul pentru secţiunea clopot.

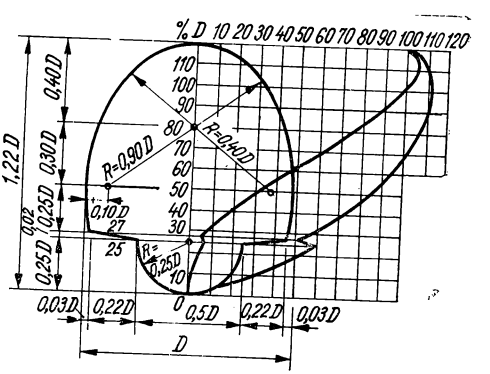


Fig. III.60. Graficul de calcul pentru secţiunea compusă.

Variaţia sarcinii în secţiune funcţie de înălţimea h pentru un debit dat este prezentată în fig. III. 61, *b*. Pentru determinarea minimului se anulează derivata:

$$\frac{\partial H_A}{\partial h} = 1 - \frac{\alpha Q^2}{gA^3}\frac{dA}{dh} = 1 - \frac{\alpha Q^2 B}{gA^3} = 1 - \mathrm{Fr} = 0, \qquad \text{(III.323)}$$

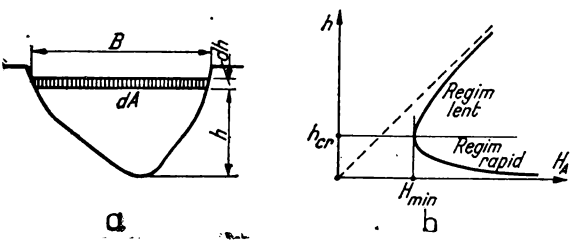


Fig. III.61. Definirea elementelor curgerii cu suprafaţă liberă.

unde s-a considerat $dA = B\,dh$ (v. fig. III.61), iar cu Fr s-a notat mărimea adimensională numită numărul Froude.

Cu ajutorul celor stabilite se precizează două regimuri de curgere: regimul lent şi regimul rapid, funcţie de înălţimea h a secţiunii. Astfel, dacă $h < h_{cr}$, regimul de curgere este rapid sau torenţial, iar dacă $h > h_{cr}$, regimul de curgere este lent sau fluvial. Cu h_{cr} s-a notat adîncimea la care curgerea se face cu o sarcină H_A minimă şi poartă numele de *adîncime critică*. Pentru secţiunea dreptunghiulară, adîncimea critică se calculează cu expresia:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}},$$

în care q este debitul specific.

Precizarea regimului de curgere se poate face şi funcţie de valoarea mărimii criteriale Fr, astfel dacă $\mathrm{Fr} > 1$, mişcarea este rapidă şi dacă $\mathrm{Fr} < 1$, mişcarea este lentă.

Se poate defini o pantă critică i_{cr} egală cu panta unui canal prismatic pentru care, la un debit dat, s-ar realiza mişcarea uniformă în regim critic. Cu ajutorul acestei mărimi de asemenea se poate preciza regimul de mişcare prin compararea pantei canalului dat cu panta critică.

7.1.2. Curgeri gradual variate. Printre problemele de hidraulică inginerească se întîlnesc foarte des probleme de mişcări neuniforme, dintre acestea vom considera în primul rînd mişcările cu neuniformitate spaţială redusă numite mişcări gradual variate. În cazul acestor curgeri parametrii mişcării variază continuu progresiv şi lent astfel că:

— forma şi dimensiunile diferitelor secţiuni ale canalului ca şi panta radierului variază lent şi în mod regulat, curburile pereţilor fiind şi ele foarte mici;

— adîncimea apei h variază de asemenea lent, iar curbura liniilor de curent este foarte mică.

În ceea ce priveşte pierderile de sarcină pentru această categorie de mişcări se precizează că pot fi exprimate, de asemenea, cu ajutorul formulei lui Chèzy. Astfel, pentru un canal cu o secţiune transversală oarecare, se admite în general a se considera coeficientul lui Chèzy funcţie numai de adîncimea apei h şi este acelaşi ca în mişcarea uniformă.

În realitate însă, există o diferență ; astfel pentru o pantă crescătoare a suprafeței libere va corespunde o curgere divergentă, iar pierderea de sarcină va fi mai mare. Eroarea produsă prin această aproximație este neimportantă, atita timp cît panta curgerii este mică și cît timp canalul rămîne prismatic sau foarte apropiat de această formă. Ipoteza făcută asupra pierderii de sarcină nu mai este valabilă însă pentru cursurile naturale de apă, la care neregularitățile albiei sînt importante și unde pierderile de sarcină sînt mai

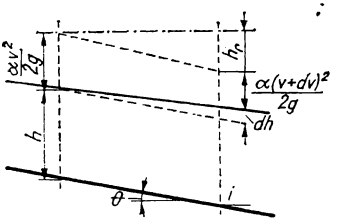


Fig. III.62. Secțiune în lung prin mișcare cu suprafață liberă.

mari ca în cazul curgerii uniforme. Pentru calculul cursurilor naturale de apă se admite a se considera pierderea de sarcină formată din două părți : o parte definită ca mai sus și calculată ca în cazul mișcării uniforme și o parte datorată variațiilor de secțiune exprimată de relația :

$$\frac{dH}{ds} = k \frac{d\left(\frac{v^2}{2g}\right)}{ds} . \qquad \text{(III.324)}$$

Coeficientul k este nul dacă viteza este crescătoare (cazul curgerii accelerate, convergente) și are valori cuprinse între 0 și 1 pentru curgerile divergente. Valoarea lui k se ia în general egală cu 0,5. Partea aceasta suplimentară a pierderii de sarcină este de natura pierderilor locale de sarcină care în general se pot calcula așa cum s-a arătat anterior.

În legătură cu pierderile de sarcină locale, se amintește că ele apar ca și la curgerile sub presiune datorită variației pe distanță scurtă a secțiunii, a formei traseului sau datorită unor obstacole în albie. Spre deosebire de mișcările sub presiune, în cazul curgerii cu suprafață liberă, pierderile de sarcină locale sînt însoțite și de o variație locală a nivelului suprafeței libere.

Principala problemă care se pune în cazul mișcării gradual variate este aceea de a se determina poziția și forma suprafeței libere numită *curbă de remuu*.

Ecuația suprafeței libere se obține prin derivarea expresiei energiei în secțiune în raport cu spațiul (fig. III.62) și are forma :

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{A^2 C^2 \mathcal{R}} \left(1 - \frac{\alpha C^2 \mathcal{R}}{gA} \cdot \frac{\partial A}{\partial s}\right)}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{A^3}} \qquad \text{(III.325)}$$

şi unde notaţiile sînt cele cunoscute. Valorile pentru coeficientul lui Coriolis α şi pentru coeficientul lui Chèzy C se iau conform recomandărilor.

În cazul albiilor prismatice $\frac{\partial A}{\partial s} = 0$ şi ecuaţia (III.325), devine:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{A^2 C^2 \mathcal{R}}}{1 - \frac{\alpha Q^2}{g} \cdot \frac{B}{A^3}}, \qquad \text{(III.326)}$$

în care folosindu-se substituţiile $K = AC\sqrt{\mathcal{R}}$ (modul de debit) şi $\mathrm{Fr} = \frac{\alpha v^2}{g h_{med}}$ (numărul Froude) cu $h_{med} = \frac{A}{B}$ se obţine:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{Q^2}{K^2}}{1 - \mathrm{Fr}}. \qquad \text{(III.327)}$$

Ecuaţia (III.327) se mai poate pune şi sub o altă formă dacă debitul se exprimă prin $Q = K_0\sqrt{i}$ în care K_0 este modulul de debit corespunzător mişcării uniforme. Se obţine astfel:

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - \mathrm{Fr}}, \qquad \text{(III.328)}$$

sau:

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{1 - \left(\frac{K_0}{K}\right)^2}{1 - j\left(\frac{K_0}{K}\right)^2}, \qquad \text{(III.329)}$$

în care $j = \frac{\alpha i C^2 B}{g \mathcal{Q}}$ iar $\mathcal{Q}$ este perimetrul udat al secţiunii.

Pentru integrarea ecuaţiilor diferenţiale (III.326—III.329) ale curbei de remuu se folosesc o serie de metode analitice şi grafice, funcţie de natura cazului studiat. Dintre acestea se vor prezenta pe scurt cîteva:

— Metoda prin aproximaţii succesive se foloseşte atît pentru cursurile naturale de apă cît şi pentru canalele prismatice. În această metodă se presupune cunoscută adîn-

cimea apei h_n într-o secțiune oarecare situată la distanța s_n de origine. Pentru determinarea adîncimii h_{n+1} a secțiunii la distanța s_{n+1} (foarte apropiată de prima secțiune considerată cunoscută) se presupune o valoare h'_{n+1}. În continuare se calculează mărimile A, R și C pentru valoarea medie $\frac{h_n + h'_{n+1}}{2}$ după care se verifică ecuația III.325, scrisă cu diferențe finite sub forma:

$$h_{n+1} - h_n = \left(i - \frac{Q^2}{C^2 A^2 \mathcal{R}} \right) (s_{n+1} - s_n) - \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_{n+1}^2} - \frac{1}{A_n^2} \right). \qquad \text{(III.330)}$$

în care i este panta medie a tronsonului cuprins între secțiunile s_n și s_{n+1}. Operația se repetă pînă cînd valoarea propusă pentru h_{n+1}, verifică ecuația, după care se trece la tronsonul alăturat.

Pentru canalele prismatice se poate proceda invers determinîndu-se abscisa secțiunii corespunzătoare unei valori h_{n+1}, cu ajutorul ecuației sub forma:

$$s_{n+1} - s_n = \frac{h_{n+1} - h_n + \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{A_{n+1}^2} - \frac{1}{A_n^2} \right)}{i - \frac{Q^2}{C^2 A^2 \mathcal{R}}}. \qquad \text{(III.331)}$$

Valorile C, A și $\mathcal{R}$ se calculează pentru secțiunea cu adîncimea medie între h_n și h_{n+1}.

Calculele prin aceste metode sînt lungi dar suficient de precise, în special cînd tronsoanele alese sînt foarte scurte. În practică se simplifică uneori această metodă neglijîndu-se influența variației energiei cinetice și deci, admițîndu-se pierderea de sarcină unitară egală cu panta suprafeței libere;

— Metoda folosită pentru canale cu lățime foarte mare la care se presupune valoarea coeficientului lui Chezy constantă, consideră:

$$h = \mathcal{R},\ A = BH,\ q = \frac{Q}{B},\ K^2 = C^2 \mathcal{R}^2 h^3;$$

$$\frac{K_0}{K} = \left(\frac{h}{h_0} \right)^3,\ j = \frac{iC^2}{g}.$$

Pentru aceste valori ecuația (III.329) este:

$$\frac{dh}{ds} = - \frac{1 - \left(\frac{h}{h_0} \right)^3}{1 - \left(\frac{h}{h_0} \right)^3 \frac{C^2 i}{g}}, \qquad \text{(III.332)}$$

de unde:

$$ds = \frac{1}{i}\left(1 + \frac{1 - \frac{C^2}{gi}}{\eta^3 - 1}\right) h_0 \cdot d\eta, \qquad \text{(III.333)}$$

în care s-a notat $\eta = \frac{h}{h_0}$.

Integrarea ecuației diferențiale (III.333) între secțiunea de origine $(s_i h_i)$ și o secțiune oarecare precizată prin (s, h) conduce la:

$$x - x_1 = \frac{h_0}{i}\left\{\eta - \eta_1 - \left(1 - \frac{C^2}{g}\, i\right)[\Phi(\eta) - \Phi(\eta_1)]\right\}; \qquad \text{(III.334)}$$

$$\Phi(\eta) = -\int \frac{d}{\eta^3 - 1} = \frac{1}{6} \lg \frac{\eta^2 + \eta + 1}{\eta - 1} - \frac{1}{\sqrt{3}} \operatorname{arc\,tg} \frac{2\eta + 1}{3}.$$

Pentru funcția $\Phi(\eta)$ sînt întocmite tabele pentru curbele de remu obișnuite și care sînt prezentate schematic în fig. III.63, funcție de panta i a patului și funcție de regimul de curgere (lent sau rapid).

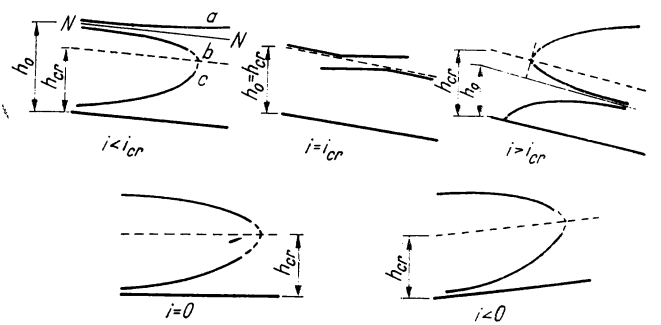


Fig. III.63. Tipuri de curbe de remu posibile în practică.

Cazurile prezentate corespund diferitelor situații din natură. Astfel, pentru $i_{cr} > i > 0$ (fig. III.63, $i < i_{cr}$), dacă se presupune că mișcarea uniformă în canal este perturbată de existența unui obstacol transversal (prag de fund, baraj etc.), suprafața liberă va fi reprezentată de o curbă de tipul *a* situată deasupra nivelului normal N. N. Forma curbei se explică cu ajutorul ecuației (III.328), astfel dacă $h > h_0$, rezultă $K > K_0$ și Fr < 1, deci $\frac{dh}{ds} > 0$, adică adîncimile h ale curentului cresc în sensul curgerii. La limită cînd $h \to \infty$, $K \to \infty$ $\frac{K_0}{K} \to 0$, iar Fr $\to 0$, deci

$\frac{dh}{ds} \to i$, prin urmare curba de remu tinde aval către o dreaptă orizontală. Asemănător se dovedește că pentru $h \to h_0$, $K \to K_0$ sau $\frac{K_0}{K} \to 1$, iar $\frac{dh}{ds} \to 0$, deci către amonte suprafața liberă a mișcării gradual variate tinde către suprafața liberă a mișcării uniforme:

Metoda Bahmetev de integrare se bazează pe observația că o porțiune a curbei lg K = f (lg h) se poate aproxima cu o dreaptă conform figurei (III.64), deci:

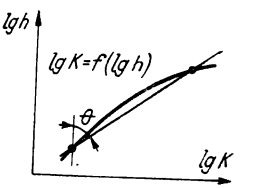


Fig. III. 64. Aproximația Bahmetev.

$$\lg K \lg K_0 = (\lg h - \lg h_0) \operatorname{tg} \theta, \qquad \text{(III.335)}$$

unde $\operatorname{tg} \theta = \frac{n}{2}$, iar n este exponentul hidraulic al albiei. Valorile coeficientului n sînt cuprinse între 2 și 5,30, funcție de forma secțiunii transversale. Astfel se pot lua aproximativ pentru secțiunea dreptunghiulară foarte largă 3,3, pentru secțiunea dreptunghiulară foarte îngustă 2, pentru secțiunea triunghiulară 5,30, pentru secțiunea parabolică foarte largă 4,30 etc.

În calcul se face schimbarea de variabilă $h = \eta h_0$ iar ecuația (III.328) devine:

$$\frac{i}{h_0} ds = d\eta + (1 - j) \frac{1}{\eta^n - 1} d\eta. \qquad \text{(III.336)}$$

Integrarea ecuației între secțiunile p și $p + 1$, distanțate cu lungimea $s_{p,p+1}$ se face prin calcularea pentru j a unei valori medii pe sectorul considerat și se obține:

$$\frac{i}{h_0} s_{p,p+1} = \eta_{p+1} - \eta_p - (1 - j_{med}) [B(\eta_{p+1}) - B(\eta_p)], \qquad \text{(III.337)}$$

în care s-a notat:

$$B(\eta) = - \int \frac{d\eta}{\eta^{n-1}}. \qquad \text{(III.338)}$$

Pentru ușurința calculelor, funcțiile $B(\eta)$ s-au calculat pentru diverse valori ale exponentului hidraulic al albiei n, în tabelul III.18 fiind date rezumativ aceste valori.

Relația de calcul (III.337) servește la rezolvarea următoarelor două tipuri de probleme.

7.1.2.1. *Determinarea lungimii $s_{p,p+1}$ dintre secțiunile p și $p + 1$ fiind cunoscute adîncimile h_p, h_{p+1}, forma albiei și debitul Q.* Astfel, pentru un debit dat Q se determină adîncimea normală h_0, apoi se calculează $\eta_p = \frac{h_p}{h_0}$ și $\eta_{p+1} = \frac{h_{p+1}}{h_0}$, iar din tabelul III.18 pentru exponentul hidraulic n se extrag valorile $B(\eta)$. De asemenea h_p și h_{p+1}, fiind cunoscute, se calculează j_{med} și se introduc toate aceste valori în expresia III.337.

Tabelul III.18

Valorile funcției $B(\eta)$ pentru albii cu panta pozitivă

η	B					
	$n = 2{,}00$	$n = 2{,}50$	$n = 3{,}00$	$n = 3{,}25$	$n = 3{,}50$	$n = 3{,}75$
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100
0,20	0,203	0,201	0,200	0,200	0,200	0,200
0,30	0,309	0,304	0,302	0,301	0,301	0,300
0,40	0,424	0,411	0,407	0,405	0,404	0,403
0,50	0,549	0,527	0,517	0,513	0,510	0,508
0,60	0,693	0,657	0,637	0,630	0,625	0,620
0,70	0,867	0,809	0,776	0,763	0,754	0,746
0,80	1,098	1,006	0,950	0,930	0,913	0,899
0,90	1,472	1,316	1,218	1,181	1,151	1,126
1,00	—	—	—	—	—	—
1,10	1,522	0,969	0,680	0,584	0,507	0,444
1,20	1,199	0,719	0,480	0,401	0,341	0,292
1,30	1,018	0,582	0,373	0,306	0,255	0,214
1,40	0,886	0,492	0,304	0,245	0,200	0,165
1,50	0,805	0,426	0,255	0,202	0,163	0,132
1,60	0,733	0,376	0,218	0,170	0,135	0,108
1,70	0,675	0,336	0,189	0,145	0,144	0,090
1,80	0,626	0,303	0,166	0,126	0,097	0,076
1,90	0,585	0,276	0,147	0,111	0,084	0,065
2,00	0,549	0,253	0,132	0,098	0,074	0,056
2,20	0,490	0,216	0,108	0,078	0,057	0,042
2,40	0,444	0,188	0,090	0,064	0,046	0,033
2,60	0,405	0,165	0,076	0,053	0,037	0,027
2,80	0,374	0,146	0,065	0,044	0,031	0,022
3,00	0,346	0,131	0,056	0,038	0,026	0,0178
4,00	0,255	0,084	0,031	0,020	0,012	0,0080
6,00	0,168	0,046	0,014	0,008	0,004	0,0026
8,00	0,126	0,029	0,009	0,004	0,002	0,0012
10,00	0,100	0,021	0,005	0,002	0,001	0,0006

7.1.2.2. *Determinarea adîncimii h_{p+1} fiind cunoscute, debitul Q, forma albiei, lungimea $s_{p,p+1}$ și adîncimea h_p.* Deoarece rezolvarea directă a problemei se face mai greu nefiind cunoscute j_{mea} și nici $B(\eta)$, se recurge la rezolvarea prin încercări alegîndu-se adîncimea necunoscută și verificîndu-se lungimea $s_{p,p+1}$.

Metode grafice se folosesc și pentru această problemă și se bazează pe posibilitatea reprezentării relațiilor de calcul anterior indicate. În general, aceste metode propun o serie de încercări succesive ceea ce îngreuiază mult calculele.

7.1.3. Curgeri cu neuniformitate mare. Problemele ridicate de practică oferă și situații în care neuniformitatea mișcărilor cu suprafață liberă este importantă. Astfel:

— cazul trecerii mișcării din regim rapid în regim lent prin salt hidraulic;

— cazul îngustării sau lărgirii bruște a curentului;

— cazul unor obstacole în interiorul curentului;

— cazul neuniformității produsă în curbele accentuate aflate pe traseul cursului de apă.

Zonele de curgere cu neuniformitate pronunțată sînt însoțite de fenomene secundare ca modificarea distribuției vitezelor, formarea de vîrtejuri etc. și care sînt în majoritatea cazurilor dăunătoare exploatării amenajărilor hidrotehnice.

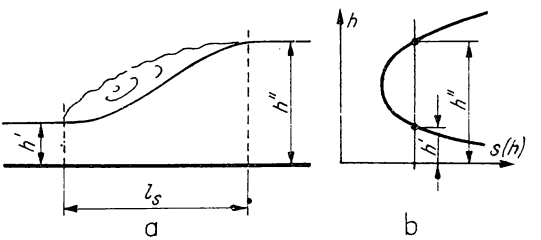


Fig. III.65. Schema saltului hidraulic.

7.1.3.1. *Saltul hidraulic.* Acesta este fenomenul de mișcare rapid variată, cu caracter de discontinuitate hidraulică prin care se face trecerea de la regimul rapid la regimul lent de mișcare. Saltul se caracterizează printr-o zonă inferioară divergentă peste care există o zonă superioară puternic aerată.

Ecuația saltului hidraulic în cazul albiilor cu pantă mică sau nulă se obține aplicînd teorema impulsului masei lichide cuprinsă între secțiunile de început și de sfîrșit ale saltului. Această ecuație este de forma:

$$S(h') = S(h''), \tag{III.339}$$

în care $S(h) = \frac{\alpha Q^2}{gA} - Ah_g$, se numește funcție de salt și în care h_g este adîncimea centrului de greutate al secțiunii A. Adîncimile h' și h'' se numesc adîncimi conjugate ale saltului, diferența lor $h'' - h'$ este înălțimea saltului iar distanța dintre aceste secțiuni se notează cu l_s și se numește lungimea saltului (fig. III. 65, *a*).

Adîncimile conjugate, în cazul unei albii oarecare se determină prin reprezentarea grafică a funcției de salt $S(h)$ ca în fig. III.65, *b*.

Pentru albiile cu secțiune dreptunghiulară adîncimile conjugate au expresiile:

$$h' = 0{,}5\,h''\left(\sqrt{1 + 8\left(\frac{h}{h''}\right)^3} - 1\right); \quad h'' = 0{,}5\,h'\left(\sqrt{1 + 8\left(\frac{h}{h_i}\right)^3} - 1\right), \tag{III.340}$$

iar lungimea saltului se poate determina cu ajutorul formulei:

$$l_s = 6{,}52\,(h'' - h')\ (\lg \mathrm{Fr}_1)^{-0{,}43}. \tag{III.341}$$

În această formulă Fr_1 este numărul Fr calculat pentru prima secțiune conjugată a saltului.

Literatura de specialitate oferă metode de determinare a mărimilor caracteristice ale saltului atît pentru forma lui ondulată ($Fr_1 < 4$) cît și pentru diferite secțiuni transversale ale albiei.

7.1.3.2. *Pentru cazul neuniformităților produse prin curgere peste o treaptă urcătoare sau coborîtoare, se folosește de asemenea ecuația impulsului.* O discuție detaliată a acestor cazuri se găsește în lucrarea lui Ch. Jaeger [10].

7.1.3.3. *Asemănător se rezolvă și problema variațiilor bruște ale secțiunilor și care au ca efect o variație bruscă a suprafeței libere.*

7.2. CURGERI NEPERMANENTE CU SUPRAFAȚA LIBERĂ

Se deosebesc în general două tipuri de mișcări nepermanente cu suprafața liberă (importante pentru practică), undele călătoare care se produc ca urmare a variației rapide a debitului sau a suprafeței libere într-o secțiune oarecare a curentului și valurile care sînt oscilații locale ale masei lichide.

7.2.1. Undele călătoare. În general prin undă se înțelege forma variabilă caracteristică a suprafeței libere la mișcarea nepermanentă și prin care are loc propagarea unor modificări în condițiile la limită ale mișcării. Pot exista practic, patru tipuri de unde (fig. III.66) și anume:

— unda negativă progresivă care se propagă spre aval și apare la micșorarea debitului la capătul amonte al cursului cu suprafață liberă (fig. III.66, *a*);

— unda pozitivă progresivă care se propagă spre amonte și apare la oprirea curgerii la capătul aval al unui canal (fig. III.66, *b*);

— unda negativă regresivă se propagă spre amonte și apare la deschiderea debitului la capătul aval al unui canal (fig. III.66, *c*);

— unda pozitivă progresivă care apare prin deschiderea debitului la capătul amonte al unui canal și se propagă spre aval.

În studiul unor astfel de mișcări se cere a se determina viteza cu care se deplasează unda, și înălțimea ei. Rezolvarea problemei se poate face prin integrarea ecuației diferen-

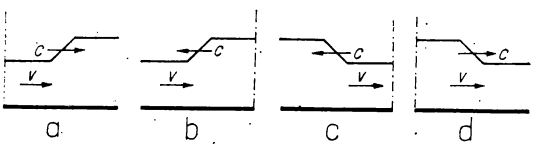


Fig. III.66. Diferite tipuri de unde călătoare.

țiale a undei (stabilită cu ajutorul ecuației de continuitate și a ecuației energiei scrisă pentru axa curentului) sau cu ajutorul teoremei impulsului.

Prima metodă este în general mai rar folosită, datorită dificultăților de ordin matematic care apar la integrare pentru condițiile de unicitate ale cazurilor reale. În ultima vreme mecanizarea calculelor dă posibilitatea folosirii acestei metode.

Folosirea teoremei impulsului (fig. III.67) conduce la ecuația:

$$\rho Q' [C_0 - (C_0 - u)] = \gamma \left(A_0 \delta + \frac{b\delta^2}{2} \right). \qquad \text{(III.342)}$$

în care Q', corespunde vitezei C_0 în secțiunea A_0, deci $Q' = A_0 . C_0$, iar b este lățimea undei. Prin neglijarea termenului conținînd δ^2 rezolvarea ecuației (III.342) conduce la expresia vitezei de deplasare a undei în apa în repaus:

$$C_0 = \sqrt{g\left(\frac{A_0}{b} + \frac{3}{2}\delta\right)}. \qquad \text{(III.343)}$$

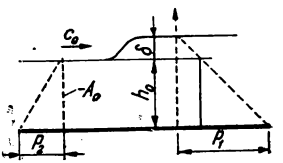


Fig. III.67. Schema de calcul a undei călătoare.

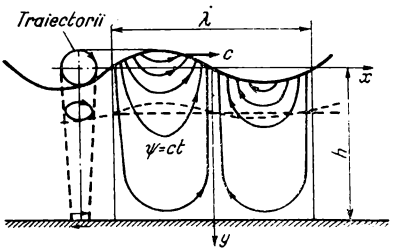


Fig. III.68. Schema de calcul a hulei.

Dacă curentul de lichid are o viteză v în momentul producerii undei, deplasarea acesteia se va face cu viteza:

$$C = v \pm C_0. \qquad \text{(III.344)}$$

Dacă se consideră $h_0 = \frac{A_0}{b}$ expresia lui C_0 este:

$$C_0 = \sqrt{gh_0\left(1 + \frac{3\delta}{2h_0}\right)} \approx \sqrt{gh_0}\left(1 + \frac{3}{4}\frac{\delta}{h_0}\right). \qquad \text{(III.345)}$$

O undă călătoare se poate produce la ridicarea bruscă a unei stavile sau la ruperea unui baraj și poartă numele de *undă de inundație*. În acest caz se consideră că pe albia aval nu există debit, iar debitul lăsat să treacă din amonte este foarte mare. Pentru acest caz dacă înălțimea apei în secțiunea inițială este h la momentul inițial, imediat după rupere sau deschidere, această înălțime coboară la valoarea $y_0 = \frac{4}{9}h$, iar viteza medie în această secțiune devine $v_1 = \frac{2}{3}\sqrt{gh}$ și debitul specific curs este $q = \frac{8}{27}\sqrt{g}h^{3/2}$. Vîrful undei înaintează spre aval cu viteza $2\sqrt{gh}$.

Pentru cazul de mai sus, dacă deschiderea prin care se produce curgerea are lățimea b, iar lățimea curgerii aval este B, debitul curs va fi:

$$Q = \frac{8}{27}\left(\frac{B}{b}\right)^{1/4} b\sqrt{g}h^{3/2}. \qquad \text{(III.346)}$$

7.2.2. **Valuri.** Prin valuri se înțeleg formele caracteristice ale suprafeței libere a unui lichid, care se deformează fără o translație generală a masei de lichid. Valurile se produc datorită unor impulsuri de presiune care apar ca urmare a mișcării navelor, a unor cutremure, a vînturilor etc.

Una din tratările teoretice este realizată pentru cazul hulei prin care se înțelege starea de acoperire cu valuri a unei mari suprafețe lichide, după încetarea vîntului. În această rezolvare (ca în marea majoritate a tratărilor teoretice), se consideră lichidul perfect incompresibil și omogen, iar mișcarea se presupune nerotațională, deci va fi satisfăcută ecuația lui Laplace:

$$\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\varphi}{\partial y^2} = 0, \tag{III.347}$$

în cazul fenomenului bidimensional. În același timp, fiind vorba de o mișcare nepermanentă se admite pentru potențialul de viteză expresia:

$$\varphi = Y \cos(kx - \omega t), \tag{III.348}$$

unde Y este funcție de y, iar k și ω sînt constante și ecuația (III.347) devenind:

$$\frac{\partial^2 Y}{\partial y^2} - k^2 Y = 0. \tag{III.349}$$

Ecuația (III.349) are soluția:

$$Y = Ae^{ky} + Be^{-ky}, \tag{III.350}$$

și deci:

$$\varphi = (Ae^{ky} + Be^{-ky}) \cos(kx - \omega), \tag{III.351}$$

care pentru condiția la limită $y = h$ (v. fig. III.69) și $v = \frac{\partial\varphi}{\partial y} = 0$ are constantele:

$$Ae^{ky} = Be^{-ky} = \frac{N}{2} \tag{III.352}$$

și devine

$$\varphi = N \operatorname{ch} k(h - y) \cos(kx - wt). \tag{III.353}$$

În continuare, se dovedește că traiectoria unei particule este o elipsă în plan vertical cu axa verticală nulă la fund și cu axele foarte apropiate ca valoare la suprafața liberă. Pentru acest caz, în continuare forma suprafeței ondulate se determină introducîndu-se expresia potențialului în ecuația Bernoulli-Lagrange de forma:

$$\frac{p}{\rho} + \pi + \frac{u^2}{2} + \frac{\partial\varphi}{\partial t} = f(t), \tag{III.354}$$

care nu este altceva decît ecuația energiilor pentru un fir de curent în mișcare potențială nepermanentă. În final se obține expresia vitezei de deplasare a valului :

$$C = \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi} th \frac{2\pi h}{\lambda}}. \qquad \text{(III.355)}$$

În cazul în care $\frac{h}{\lambda}$ este mic și se poate considera $th \frac{2\pi h}{\lambda} \approx \frac{2\pi h}{\lambda}$ relația (III.355) devine

$$C = \sqrt{gh} \qquad \text{(III.356)}$$

și, de asemenea, în cazul unei mase lichide foarte adînci $\frac{h}{\lambda}$ ia valori foarte mari și $th \frac{2\pi h}{\lambda} \approx 1$, iar viteza este :

$$C = \sqrt{\frac{g\lambda}{2\pi}}. \qquad \text{(III.357)}$$

În diferite alte cazuri sînt de asemenea date soluții pentru determinarea caracteristicilor valurilor.

7.3. DEVERSORI

Prin deversor se înțelege un dispozitiv de măsură sau o consturcție de lungime mică peste care curge un lichid, dînd naștere la o mișcare cu suprafață liberă cu neuniformitate pronunțată.

La un deversor, funcție de caracteristicile sale geometrice și funcție de diferența de nivel amonte — aval a curgerii se cere a se determina debitul deversat și forma suprafeței libere.

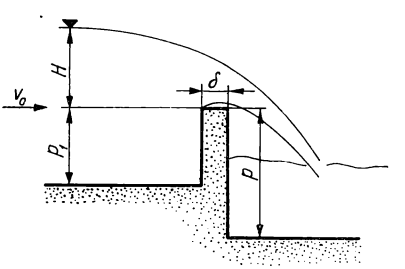


Fig. III.69. Elementele unui deversor

7.3.1. **Elementele unui deversor.** În fig. (III.69) sînt date elementele unui deversor și anume : creasta deversorului, linia punctelor celor mai de sus, grosimea deversorului δ — grosimea profilului transversal la creastă, lățimea deversorului b — lungimea deversorului măsurată în lungul crestei, înălțimea deversorului p — distanța de la creastă la patul aval, pragul deversorului p_1 — distanța de la creasta deversorului la linia fundului amonte, secțiunea transversală — secțiunea transversală a curgerii, sarcina deversorului H — diferența de cotă între nivelul lichidului înainte de deversor (măsurată la o distanță amonte de deversor mai mare de 4 H) și cota crestei deversorului, sarcina totală a deversorului $H_0 = H + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ — diferența între cota energetică înainte de deversor și cota crestei deversorului, viteza de acces v_0 — viteza medie în canalul de acces la deversor, căderea deversorului z — diferența de cotă între nivelul suprafeței libere înainte de

deversor şi după deversor, căderea totală a deversorului $z_0 = z + \frac{\alpha v_0^2}{2g}$ — este căderea deversorului la care se adaugă înălţimea cinetică medie în canalul de acces la deversor.

În plan, deversoarele au diferite forme ca în fig. III.70 : frontal, înclinat, lateral, poligonal, curbiliniu, circular. Dintre acesea, ne vom referi numai la deversoarele frontale, celelalte tipuri fiind tratate separat la alte secţiuni.

7.3.2. **Calculul debitului deversat.** Relaţia de calcul pentru debitul deversat se obţine prin particularizarea relaţiei (III.249) stabilită pentru orificiile mari, considerîndu-se valoarea H_1 nulă. Se va putea scrie astfel :

$$Q = \mu \sqrt{2g} \int_0^H b(z) \sqrt{z}\, dz, \tag{III.358}$$

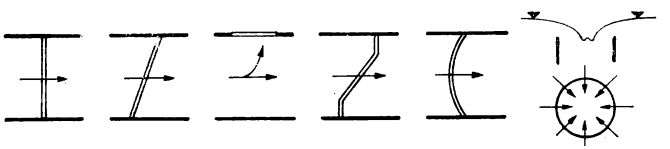


Fig. III.70. Formele posibile ale deversorilor în plan.

unde $b(z)$ se precizează funcţie de secţiunea transversală a deversorului. În fig .III.71, funcţie de forma secţiunii se dau expresiile debitelor, în care mărimea m este coeficientul de debit.

7.3.3. **Calculul coeficientului de debit.** Coeficientul de debit este adimensional dependent de forma geometrică a deversorului, de condiţiile de curgere şi se poate exprima ca un produs de mai mulţi coeficienţi adimensionali sub forma :

$$m = m_0 \sigma k \ldots \tag{III.359}$$

Fiecare din aceşti coeficienţi introduc în calcul natura diferitelor elemente. Astfel, m_0 este coeficientul de formă şi depinde de forma deversorului, σ este coeficientul de îne-

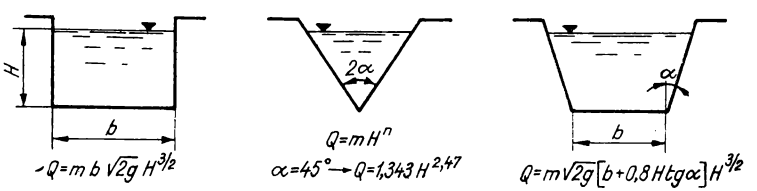


Fig. III.71. Expresiile debitelor pentru diferite secţiuni transversale.

care şi este egal cu raportul între debitul deversorului înecat şi neînecat (cînd restul condiţiilor sînt aceleaşi), k este coeficientul de înclinare care introduce influenţa înclinării deversorului faţă de verticală.

Coeficientul m_0 pentru deversori dreptunghiulari, are în general valorile ca în fig. III.72, diferite pentru deversorul cu muchie ascuţită a, deversorul cu profil practic b şi

deversorul cu prag lat c pe care se presupune că grosimea curentului este egală cu înălțimea critică.

Un calcul mai exact al coeficientului m_0 pentru deversorul dreptunghiular cu muchie ascuțită și cu lamă aerată (presiunea atmosferică pe ambele fețe ale lamei) se poate face cu ajutorul expresiei:

$$m_0 = \left(0{,}405 + \frac{0{,}027}{H}\right)\left[1 + 0{,}55\,\frac{H^2}{(H + p_1)^2}\right], \qquad \text{(III.360)}$$

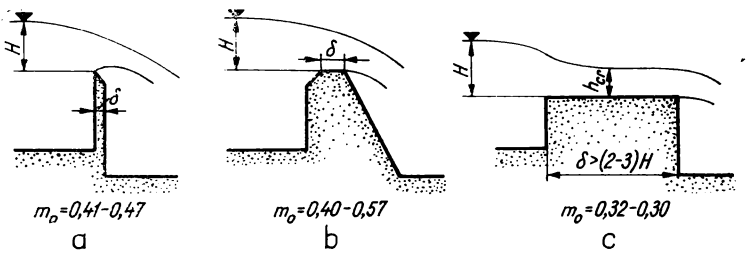


Fig. III. 72. Diferite tipuri de profile deversante.

prin care se ține seama și de influența vitezei v_0 de acces.

În cazul în care apare și o contracție laterală pentru același deversor, coeficientul de formă va fi:

$$m_0 = \left(0{,}405 + \frac{0{,}027}{H} - 0{,}03\,\frac{B - b}{B}\right)\left[1 + 0{,}55\left(\frac{b}{B}\right)^2 \frac{H^2}{(H + p_1)^2}\right], \qquad \text{(III.361)}$$

unde B este lățimea curentului în amonte de deversor.

Deversoarele cu profil practic sînt de diverse feluri, pentru lucrări hidrotehnice realizîndu-se profilele optime care caută să urmărească prin construcția lor forma lamei deversante.

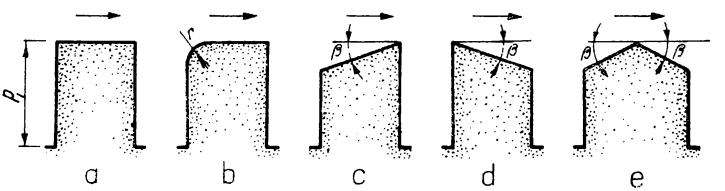


Fig. III. 73. Profile practice deversante.

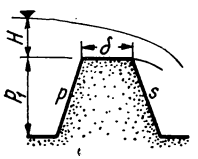
Pentru profilele practice din fig. III.73 valorile lui m_0 se pot lua după cum urmează: tipul a — la $H \leqslant p_1 \leqslant 4H$ și $0{,}6\,H \leqslant \delta < 2H$, $m_0 = 0{,}42\,D$, unde $D = 0{,}700 + 0{,}185\,H/\delta$; tipul b — la $H \leqslant p_1 \leqslant 4\,H$; $0{,}5\,H < \delta < 2H$ și $r = (0{,}1 \ldots 0{,}2)\delta$; $m_0 = 0{,}44\,D$; tipul c la $H \leqslant p_1 \leqslant 4\,H$ și $0{,}5\,H < \delta < 2H$ dacă ctg $\beta > 10$ m_0, se ia ca la tipul a iar dacă ctg $\beta = 5 \ldots 10$, m_0 se ia ca la tipul b; tipul d — la $H \leqslant p_1 \leqslant 4\,H$; $0{,}5\,H < \delta \leqslant 2\,H$ și

ctg $\beta' > 20$, m_0 se ia ca la tipul *a*; tipul *e* — la $H \leqslant p_1 \leqslant 4\,H$ şi $0{,}5\,H < \delta < 2\,H$, m_0 se ia tipul *c*.

Pentru tipul trapezoidal simetric, valorile coeficientului de formă se aleg ca în tabelul III.19.

Tabelul III.19

Valorile coeficientului de formă pentru profilul deversant trapezoidal



s \ H/δ	0.50	1,00	1,50	2,00
0	0,32	0,36	0,39	0,41
1/2	0,34	0,38	0,41	0,44

Profilele optime sînt realizate curbiliniu, astfel încît forma lor să fie pe cît posibil aceeaşi cu forma intradosului lamei deversante. Aceste tipuri de deversori sînt de două feluri: fără vid pe parament aval şi cu vid pe parament aval. Deversoarele cu profil curbiliniu fără vid sînt de două tipuri (fig. III.74) cu $m_0 = 0{,}49$ pentru tipul *a* şi cu $m_0 = 0{,}48$ pentru tipul *b*. Coeficienţii respectivi sînt valabili numai pentru sarcina H pentru care a fost proiectat deversorul cu ajutorul datelor din tabelul III.20.

Pentru un deversor curbiliniu fără vid proiectat cu un H_{pr} coeficientul m_0 va avea diferite valori pentru sarcini $H < H_{pr}$, astfel după N. N. Pavlovski se pot face următoarele recomandări:

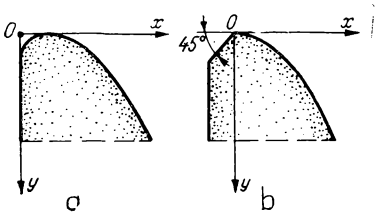


Fig. III. 74. Profile deversante optime.

$$m_0 = 0{,}49\left(0{,}785 + 0{,}25\,\frac{H}{H_{pr}}\right),$$

pentru $\frac{H}{H_{pr}} \leqslant 0{,}8$ la tip *a*;

$$m_0 = 0{,}49\left(0{,}88 + 0{,}12\sqrt[20]{\frac{H}{H_{pr}}}\right),$$

pentru $0{,}8 < \frac{H}{H_{pr}} < 1{,}0$ la tip *a*;

$$m_0 = 0{,}48\left(0{,}805 + 0{,}31\,\frac{H}{H_{pr}}\right), \text{ pentru } \frac{H}{H_{pr}} = 0{,}1,\ldots 0{,}5 \text{ la tip } b;$$

$$m_0 = 0{,}48\sqrt[20]{\frac{H}{H_{pr}}}, \text{ pentru } \frac{H}{H_{pr}} > 0{,}5 \text{ la tip } b.$$

Tabelul III. 20

Coordonatele lamei deversante și ale profilului deversor (fig. III. 72)

x	Tipul *A*			Tipul *B*		
	y			y		
	Pentru profilul deversor	Pentru lama deversantă		Pentru profilul deversor	Pentru lama deversantă	
		Suprafața exterioară	Suprafața interioară		Suprafața exterioară	Suprafața interioară
0,00	0,126	—0,831	0,126	0,043	—0,781	0,043
0,10	0,036	—0,803	0,036	0,010	—0,756	0,010
0,20	0,007	—0,772	0,007	0,000	—0,724	0,000
0,30	0,000	—0,740	0,000	0,005	—0,689	0,005
0,40	0,007	—0,702	0,007	0,023	—0,648	0,023
0,60	0,000	—0,620	0,063	0,090	—0,552	0,090
0,80	0,147	—0,511	0,153	0,189	—0,435	0,193
1,00	0,256	—0,380	0,267	0,321	—0,293	0,333
1,20	0,393	—0,219	0,410	0,480	—0,120	0,500
1,40	0,565	—0,030	0,590	0,665	—0,075	0,700
1,70	0,873	—0,305	0,920	0,992	0,438	1,050
2,00	1,235	0,693	1,310	1,377	0,800	1,470
2,50	1,96	1,500	2,100	2,140	1,710	2,340
3,00	2,824	2,500	3,110	3,060	2,760	3,390
3,50	3,818	3,660	4,260	4,080	4,000	4,610
4,00	4,93	5,000	5,610	5,240	5,420	6,040
4,50	6,22	6,540	7,150	6,580	7,070	7,610

Pentru deversoarele dreptunghiulare cu prag lat valorile coeficientului m_0 depind de forma muchiei amonte iar debitul se poate calcula considerînd sarcina totală H_0 și valorile coeficientului m_0 din tabelul III.21.

Valorile coeficientului de înclinare k sînt date în tabelul III.22.

7.3.4. **Înecarea deversoarelor.** În general, în momentul în care nivelul apei în aval crește și ajunge la cota crestei deversorului poate începe un fenomen de înecare ce conduce la micșorarea capacității de deversare. Problema se rezolvă prin precizarea valo-

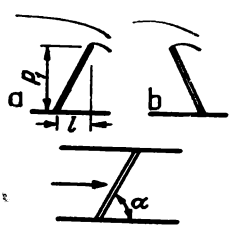
Tabelul III.21

Valorile coeficientului m_0 pentru diferite situații ale deversorului cu prag lat

Condițiile de curgere	m_0
Fără rezistențe hidraulice	0,385
Intrare cu prag profilat hidraulic	0,365
Prag cu intrare profilată	0,350
Prag cu intrare ascuțită	0,320
Condiții hidraulice nefavorabile la intrare	0,200

Tabelul III.22

Valorile coeficientului de înclinare K



Înclinare pe verticală				
l/p_1	1/3	2/3	1/1	2/1
k pentru a	1,07	1,10	1,10	1,12
K pentru b	0,96	0,94	0,93	—

Înclinare pe orizontală					
α	15°	30°	45°	60°	90°
k	0,86	0,91	0,94	0,96	1,00

rilor coeficientului de înecare amintit și care se face într-un mod deosebit, funcție de tipul deversorului.

Pentru deversorul cu perete subțire (cu muchie ascuțită) valoarea coeficientului de înecare se poate calcula cu relația:

$$\sigma = 1{,}05\left(1 + 0{,}2\frac{h_n}{p_1}\right)^3\sqrt{\frac{z}{H}}. \qquad \text{(III.362)}$$

Pentru deversorul cu prag lat se consideră produsă înecarea în momentul în care nivelul aval depășește în creștere cota crestei deversorului plus valoarea adîncimii critice. Pentru acest caz în tabelul III.23 se dau valorile coeficientului σ.

Pentru deversoarele curbilinii fără vid, valorile coeficientului de înecare se dau în tabelul III.24.

Tabelul III.23

Valorile coeficientului de înecare pentru deversorul cu prag lat

h_n/H_0	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,95	0,97	0,98	0,99	0,995	0,999
σ	1,00	0,974	0,928	0,855	0,739	0,552	0,436	0,360	0,257	0,183	0,082

Tabelul III.24

Valorile coeficientului de înecare pentru deversorul curbiliniu fără vid

h_n/H	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	0,95	1,00
σ	0,991	0,981	0,970	0,956	0,937	0,907	0,856	0,778	0,621	0,439	0,00

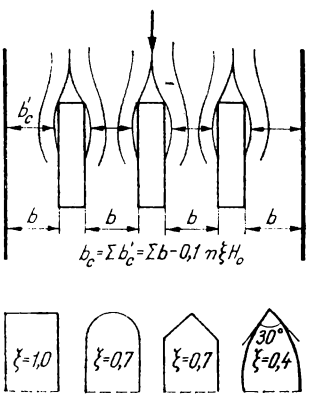


Fig. III.75. Diferite forme amonte ale obstacolelor aflate într-un curent fluid.

7.3.5. **Contracția laterală a deversoarelor.** Dacă deversoarele prezintă contracție laterală în calcule se va determina lățimea contractată a lamei deversante b_c, funcție de forma amonte a muchiilor și de numărul contracțiilor. Relația de calcul este:

$$b_c = b - 0{,}1\ n\ \xi\ H, \qquad \text{(III.363)}$$

în care n este numărul de contracții (egal cu 2 la un deversor cu o singură deschidere sau egal cu 6 în cazul fig. III.75), iar ξ este un coeficient de formă al muchiilor cu valorile din fig. III.75. În general, se poate lua $b_c = (0{,}85 \ldots 0{,}95)\ b$.

8. MIŞCAREA APEI SUBTERANE

8.1. GENERALITĂŢI

Apa care se află în pămînt este provenită din apa de suprafaţă care se infiltrează şi se mişcă sub acţiunea forţelor de greutate prin golurile, crăpăturile sau porii pămîntului. Apa subterană se mişcă deci, fie printr-un sistem reticular de canale (fisuri, falii, galerii etc.), fie prin interspaţiile dintre granulele care formează roca respectivă care se prezintă ca un mediu poros. În general prin mediu poros se înţelege un material cu goluri interioare (pori) care comunică între ele, de forme, dimensiuni şi distribuţie variabile. Mediile poroase prin care se studiază mişcarea apei subterane sînt rocile sedimentare: nisipurile, argilele, marnele, gresiile, calcarele. Aici se expune mişcarea apei prin astfel de medii poroase şi nu mişcarea prin caverne, falii sau galerii. Infiltraţia apei prin construcţiile hidrotehnice constituite din materiale poroase (pămînturi, beton etc.) este tot o mişcare a apei prin medii poroase.

În interiorul pămîntului apa se poate găsi sub mai multe stări (gazoasă, higroscopică, peliculară, gravitaţională), dar ceea ce interesează hidraulica este numai apa gravitaţională sau apa freatică, apa liberă care ocupă toţi porii şi se găseşte numai sub acţiunea forţei de gravitaţie, mişcarea făcîndu-se sub acţiunea acestei forţe.

Mişcarea apei subterane constituind curentul de infiltraţie poate fi cu nivel liber sau sub presiune. Curentul cu nivel liber este limitat la partea superioară de o suprafaţă liberă pe care presiunea este constantă şi egală cu presiunea atmosferică (dacă nu se ţine seama de capilaritate). Suprafaţa liberă a curentului se numeşte suprafaţă de infiltraţie sau de depresie şi intersecţia acestei suprafeţe cu un plan vertical, este curba de infiltraţie sau de depresie.

Pămînturile prin care se face mişcarea apei subterane au caracteristici foarte diferite datorită provenienţei, a compoziţiei granulometrice, stării de îndesare etc. În acest sens, pămînturile naturale au proprietăţi de permeabilitate diferite chiar în interiorul aceluiaşi mediu. În cazul în care aceste proprietăţi sînt aceleaşi în toate punctele, mediul se numeşte omogen, iar în caz contrar, neomogen. Mediile omogene pot fi izotrope sau anizotrope, după cum proprietăţile sale sînt independente sau nu de direcţia de mişcare a apei.

Din cele de mai înainte rezultă că proprietăţile fizice ale mediului poros au o importantă influenţă asupra mişcării apei în interiorul său şi de aceea este necesară o cercetare a lor. Compoziţia granulometrică a unui pămînt este o caracteristică importantă pentru infiltraţia apei şi se definesc următorii parametri importanţi d_e (diametrul efectiv), care corespunde pe curba granulometrică unui procent de 90% granule mai mari decît acest diametru; coeficientul de neuniformitate reprezentat prin raportul $\frac{d_{60}}{d_e}$.

Porozitatea este, de asemenea, o caracteristică importantă a mediului poros şi se defineşte ca raportul dintre volumul porilor V_p şi volumul total al unei cantităţi de pămînt (volumul aparent) V_a :

$$n = \frac{V_p}{V_a}, \tag{III.364}$$

şi se exprimă în procente. Porozitatea se mai exprimă şi prin raportul dintre volumul golurilor şi volumul ocupat de materialul solid care se numeşte *indicele porilor* şi se notează cu:

$$\varepsilon = \frac{V_g}{V_s}. \tag{III.365}$$

Între n şi ε există relaţia:

$$\varepsilon = \frac{n}{1-n}. \tag{III.366}$$

Porozitatea pentru cazul unui mediu granular format din sfere de acelaşi diametru, se poate calcula şi are valorile extreme 0,259 şi 0,476, în funcţie de aşezarea granulelor.

8.2. MODELUL INFILTRAŢIEI

Într-un mediu poros apa circulă prin golurile dintre granulele de forme şi diametre diferite care alcătuiesc scheletul solid. O particulă de lichid are o mişcare foarte complicată prin porii pământului şi pentru descrierea globală a mişcării se crează o schemă simplificată a curgerii înlocuind mişcarea reală cu o mişcare fictivă mai simplă. Prin această schemă se renunţă la studierea vitezelor şi presiunilor în orice punct din interiorul golurilor şi se studiază valorile medii pe o porţiune mai mare din mediul poros. Infiltraţia prin această porţiune se face într-o direcţie principală faţă de care mişcarea particulelor prin pori are o importanţă secundară. Astfel, se poate presupune că în mediul poros cercetat, mişcarea apei are loc sub forma unui curent continuu care umple întreg volumul (golurile ca şi particulele solide). Studierea mişcării apei prin pori se înlocuieşte cu studierea mişcării unui mediu continuu, pentru care se stabilesc legi corespunzătoare, însă rezultatele trebuie să reprezinte elementele mişcării reale: debitul, vitezele şi pierderile de sarcină.

Se defineşte ca viteză de infiltraţie expresia:

$$u = \frac{\mathrm{d}Q}{\mathrm{d}A}. \tag{III.367}$$

în care $\mathrm{d}A$ este secţiunea transversală elementară a unui fir de curent de infiltraţie normală pe direcţia principală de curgere şi $\mathrm{d}Q$ debitul infiltrat prin această suprafaţă elementară. Se poate considera viteza u şi ca valoarea locală a vitezei de infiltraţie într-un punct oarecare, în cazul în care $\mathrm{d}A$ devine o mărime infinit de mică. Pentru debitul efectiv Q al întregului curent şi secţiunea totală A, se obţine viteza medie de infiltraţie:

$$v = \frac{Q}{A}. \tag{III.368}$$

Tabelul III.25

Valoarea coeficientului de permeabilitate k pentru cîteva pămînturi

Valoarea lui k cm/s	$10...10^{-1}$	$10^{-1}...10^{-3}$	$10^{-1}...10^{-3}$	$10^{-3}...10^{-4}$	$10^{-3}...10^{-6}$	$10^{-5}...10^{-8}$	$10^{-7}...10^{-13}$
	Pietrişuri şi bolovănişuri		Pămînturi nisipoase		Pămînturi argiloase		
Natura materialului din terenul de fundaţie conform STAS 1243-50	Pietriş şi bolovăniş 20...200 mm	Pietriş 2...20 mm	Nisip mare Nisip mijlociu	Nisip fin	Pămînturi mîloase Nămoluri	Argilă nisipoasă Argilă prăfoasă Lut Praf argilos Nisip argilos Praf Loess	Argilă grasă Argilă
Condiţii de drenare	Bune				Slabe	Practic impermeabile	
Determinarea directă a lui k	Încercarea directă a terenului în aşezarea lui naturală (încercări de pompare). Dă rezultate bune dacă este bine condusă. Cere experienţă foarte multă						
Determinarea indirectă a lui k în laboratoare	Permeametre cu gradient constant, cer experienţa redusă		Permeametre cu gradient variabil, cer multă experienţă		Permeametre cu gradient variabil, cer foarte multă experienţă		

Viteza medie reală printr-o secţiune este însă mai mare, deoarece trebuie să se ţină seamă de existenţa particulelor solide şi se poate scrie :

$$v = \frac{v}{n} . \tag{III.369}$$

Cum $n < 1$ este clar că v' este mai mare decît v.

8.3. LEGEA LUI DARCY

Relaţia de bază a teoriei mişcării apei prin medii poroase a fost stabilită de Darcy, în urma a numeroase experienţe efectuate între anii 1852 şi 1856. Cercetările lui Darcy au fost făcute pe un aparat asemănător cu cel din fig. III.76, alcătuit dintr-un cilindru în care se află o probă de pămînt şi prin care circulă un curent de apă în regim permanent. Observînd curgerea prin această instalaţie, se măsoară debitul de infiltraţie Q şi pierderea de sarcină Δh între două secţiuni la distanţa l, citită cu două piezometre. Legea lui Darcy se exprimă prin :

$$Q = k A \frac{\Delta h}{l} , \tag{III.370}$$

unde A este suprafaţa secţiunii transversale a filtrului, iar k — parametrul empiric, care este determinat de caracteristicile pămîntului şi se numeşte *coeficient de permeabilitate*. În tabelul III.25 se dau valori pentru k după STAS 4166—64.

Din analizarea formulei (III.369), rezultă că dimensional coeficientul de permeabilitate are mărimea unei viteze.

Ţinînd seamă de caracterul fizic al mişcării prin medii poroase în care vitezele sînt foarte mici, se poate neglija sarcina cinetică faţă de sarcina piezometrică şi rezultă că panta piezometrică este chiar panta hidraulieă, pe care o mai numim şi *gradient al presiunii*. Pierderile de sarcină pe unitatea de lungime a curentului sînt caracterizate de panta piezometrică. În formula (III.370) deci, $\frac{\Delta h}{l}$ este chiar panta hidraulică I şi rezultă :

$$v = \frac{Q}{A} = kI, \tag{III.371}$$

ceea ce exprimă că viteza de infiltraţie este direct proporţională cu gradientul de presiune, sau că pierderile de sarcină în mişcarea apei subterane variază liniar cu viteza de infiltraţie.

Ţinînd seamă de această expresie liniară a vitezei după legea lui Darcy, rezultă că mişcarea apelor subterane este o mişcare laminară.

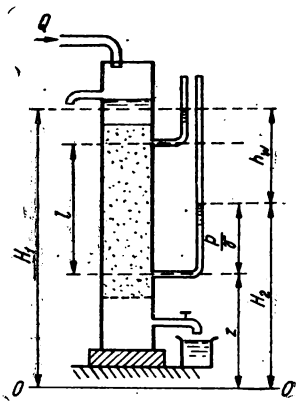


Fig. III.76. Schema aparatului Darcy.

Pentru un fir de curent se poate generaliza legea lui Darcy, astfel notînd cu dH pierderile de sarcină pe o lungime ds a tubului de curent, panta hidraulică este:

$$I = -\frac{dH}{ds} \tag{III.372}$$

şi relaţia (III.353) va deveni:

$$v = -k\frac{dH}{ds}. \tag{III.373}$$

Legea liniară a lui Darcy nu exprimă corect fenomenul decît în anumite cazuri. Experienţele au arătat abateri importante de la legea liniară a infiltraţiei în cazul pămînturilor macrogranulare şi în cazul unor viteze mari. Neliniaritatea relaţiei dintre viteza de infiltrare şi gradientul de presiune ce apare în unele cazuri este un efect al apariţiei turbulenţei şi ca un criteriu cantitativ al limitei de valabilitate a legii lui Darcy s-a introdus numărul lui Reynolds sub forma:

$$\mathrm{Re} = \frac{vd}{\nu}, \tag{III.374}$$

unde d este diametrul granulelor (sau o dimensiune caracteristică pentru mediul poros).

Cercetări recente efectuate de Schneebeli, au arătat că între domeniul de liniaritate a mişcării prin medii poroase şi domeniul turbulenţei, există o zonă de tranziţie în care, cu toate că mişcarea este laminară, relaţia între viteză şi gradientul de presiune nu mai este liniară, această perturbare datorîndu-se efectului forţelor de inerţie. Pentru această zonă s-a propus relaţia:

$$I = C_1 v + C_2 v^2. \tag{III.375}$$

Astfel, după Schneebeli limitarea legii lui Darcy este dată de $\mathrm{Re}_{cr} = \frac{vd}{\nu} = 2\ldots 5$ iar regimul turbulent se produce pentru $\mathrm{Re} > 60$.

Pavlovski a determinat viteza critică de infiltraţie pînă la care legea lui Darcy îşi păstrează valabilitatea, sub formă analitică:

$$v_{cr} = \frac{1}{6{,}5}(0{,}75\, n + 0{,}23)\frac{\nu N}{d}\ [\mathrm{cm/s}], \tag{III.376}$$

unde n este porozitatea şi N un coeficient constant, analog numărului Reynolds, care are valoarea 50...60. Cu valoarea lui $\nu = 0{,}013$ cm²/s şi $N = 50$, rezultă din această formulă:

$$v_{cr}\, d = 0{,}053\ \mathrm{cm^2/s}. \tag{III.377}$$

Din limita indicată de Schneebeli pentru Re se deduce:

$$v_{cr}\, d = 0{,}026 - 0{,}065\ (\mathrm{cm^2/s}). \tag{III.378}$$

Pentru mișcarea apelor prin medii poroase cu viteze care depășesc pe cea critică, relația fundamentală se exprimă sub forma:

$$v = kI^{\alpha}, \tag{III.379}$$

unde α este un coeficient subunitar care are valoarea 2/3, sau pentru viteze mari 1/2 (mișcare turbulentă).

G. Kröber, pe baza unor experiențe efectuate pe nisipuri cu diametrul între 0,57 și 5,63 mm, a propus o relație sub forma:

$$v = 173\left(\frac{Id}{90}\right)\frac{0{,}8 + d}{0{,}8 + 2d}, \tag{III.380}$$

cu d, în cm și viteza, în cm/s. De exemplu, pentru $d = 10^{-1}$ mm, exponentul este 0,99 iar pentru $d = 3$ mm este 0,79.

În practică curgerile prin medii poroase sînt foarte lente, astfel că legea lui Darcy are o valabilitate largă.

8.4. DETERMINAREA COEFICIENTULUI DE PERMEABILITATE

Coeficientul de permeabilitate este un factor foarte important în stabilirea elementelor curgerii și de aceea, determinarea sa trebuie să se facă cît mai exact. Coeficientul de permeabilitate depinde de mai mulți factori și în special de: mărimea granulelor mediului poros, de natura lor petrografică de forma lor, de temperatură etc.

8.4.1. Determinarea coeficientului de permeabilitate cu ajutorul formulelor empirice. Rezultatele obținute cu aceste formule sînt numai orientative.

Structura generală a formulelor este:

$$k = M d_e^2, \tag{III.381}$$

în care d_e este diametrul activ sau efectiv, o caracteristică a pămîntului. În cele ce urmează se prezintă cîteva din cele mai utilizate relații empirice pentru determinarea coeficientului de permeabilitate.

8.4.1.1. *Relația lui A. Hazen.* Relația lui A. Hazen, valabilă pentru nisipuri cu $0{,}1 < d_e < 3$ mm și $\frac{d_{60}}{d_e} < 5$:

$$k = BC\tau d_e^2, \tag{III.382}$$

în care:

B este o constantă care ține seamă de unitățile de măsură utilizate; astfel $B = 1$ dacă se exprimă k în m/zi și aproximativ 0,00116 cînd k este dat în cm/s;

C — coeficientul care ține seamă de conținutul de argilă al nisipului, pentru nisip curat $C = 1\,000 \ldots 700$ și pentru nisip cu argilă $C = 700 \ldots 500$;

d_e — diametrul efectiv, în mm;

τ — coeficientul de corecție pentru temperatură,

$$\tau = 0{,}70 + 0{,}03\,t, \tag{III.383}$$

t fiind temperatura exprimată în grade Celsius;

d_{60} — tot în curba granulometrică a materialului, diametrul pentru care 60% (în greutate) sînt mai mici.

8.4.1.2. *Relația lui J. Kozeny:*

$$k = 7{,}94\,\frac{n^3}{(1-n)^2}\,\tau = d_e^2 \text{ [cm/s]}, \tag{III.384}$$

unde n este porozitatea și τ = coeficient de corecție al temperaturii dat după Kozeny în tabelul (III.26).

Tabelul 26

Valorile coeficientului de temperatură după Kozeny

θ°C	τ	θ°C	τ	θ°C	τ	θ°C	τ	θ°C	τ
0	0,588	6	0,721	12	0,854	18	1,000	24	1,155
1	0,612	7	0,744	13	0,878	19	1,025	25	1,180
2	0,635	8	0,766	14	0,902	20	1,052	30	1,313
3	0,656	9	0,786	15	0,926	21	1,080	40	1,620
4	0,676	10	0,807	16	0,950	22	1,107	50	1,926
5	0,698	11	0,837	17	0,975	23	1,131	60	2,231

Diametrul efectiv d_e [mm] din relația (III.384) se determină cu relația:

$$\frac{1}{d_e} = \frac{3}{2}\,\frac{\Delta g_1}{d_1} + \sum_{i=2}^{n} \frac{\Delta g_i}{d_i}, \tag{III.385}$$

în care: d_1 este diametrul maxim al ultimei fracțiuni ($d < 0{,}0025$ mm);

Δg_1 — conținutul aferent acestei fracțiuni în raport cu greutatea probei;

d_i — diametrul mediu al unei fracțiuni exprimat prin:

$$\frac{1}{d_i} = \frac{1}{2}\left(\frac{1}{d_i'} + \frac{1}{d_i''}\right), \tag{III.386}$$

d_i', d_i'' sînt diametrele limită ale fracțiunii;

Δg_i — conținutul în greutate al fracțiunii exprimat în părți din greutatea totală a probei.

8.4.1.3. *Relația lui E. A. Zamarin:*

$$K = 8{,}07\,\frac{n^3}{(1-n)^2}\,c_p\,\tau d_e^2, \tag{III.387}$$

în care c_p este un coeficient depinzînd de porozitatea pămîntului şi este dat în tabelul III.27.

Coeficientul τ se ia din tabelul III.26. (III.388)

Tabelul III.27

Valorile coeficientului c_p din relaţia lui Zamarin

p,%	c_p	p,%	c_p	p,%	c_p	p,%	c_p
27	0,757	32	0,632	37	0,518	42	0,416
28	0,731	33	0,608	38	0,497	43	0,397
29	0,706	34	0,585	39	0,476	44	0,378
30	0,680	35	0,562	40	0,456	45	0,360
31	0,656	36	0,540	41	0,435	46	0,342

Diametrul efectiv d_e [mm] se determină tot din curba granulometrică a pămîntului (fig. III.77) şi se exprimă prin:

$$\frac{1}{d_e} = \frac{3}{2}\,\frac{\Delta g_1}{d_1} + \sum_{i=1}^{n} a_i \ln \frac{d_{i+1}}{d_i}, \tag{III.389}$$

unde d_1 şi g_1 au aceeaşi semnificaţie ca în formula lui Kozeny, d_i şi d_{i+1} fiind diametrele limită ale unei fracţiuni şi a_i coeficientul unghiular al curbei granulometrice în intervalul i şi $i+1$, curba fiind alcătuită din linii frînte. Acest coeficient unghiular se calculează din relaţia:

$$a_i = \operatorname{tg} \alpha_i = \frac{\Delta g_i}{d_{i+1} - d_i}. \tag{III.390}$$

În cazul în care curba granulometrică intersectează axa absciselor (linia punctată în fig. III.77), atunci:

$$\frac{1}{d_e} = \sum_{i=1}^{n} a_i \ln \frac{d_{i+1}}{d_i}. \tag{III.391}$$

8.4.2. Determinarea coeficientului de permeabilitate experimental în laborator. Determinarea se face cu aparate similare cu cel utilizat de Darcy, însă se pot obţine abateri de la valoarea reală datorită modificărilor de structură care se pot produce prin manipularea probei în laborator sau prin diverse fenomene auxiliare ce apar în experimentare.

8.4.3. Determinarea coeficientului de permeabilitate prin măsurători „in situ". Această metodă se foloseşte pentru determinarea coeficientului de permeabilitate a unui strat de pămînt în natură. Pentru aceasta se prelucrează rezultatele pompării într-un puţ experimental, în care se stabileşte un regim staţionar al debitului şi se măsoară nive-

lului apei în două puțuri de observație situate la distanțele r_1 și r_2 față de puțul din care se pompează (fig. III.78). Din formula debitului extras din puț se deduce coeficientul de permeabilitate:

$$k = \frac{Q \ln \frac{r_2}{r_1}}{\pi (z_2^2 - z_1^2)}. \tag{III.392}$$

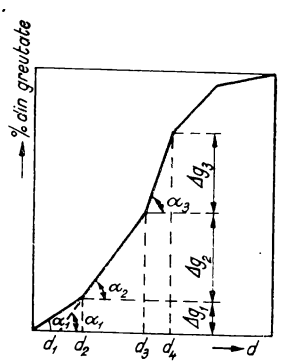


Fig. III.77. Curba granulometrică.

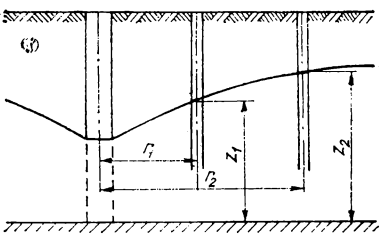


Fig. III.78. Ansamblul de determinare a coeficientului de permeabilitate prin măsurători pe teren.

Coeficientul k se stabilește pentru cîteva valori ale debitului Q și se face media rezultatelor obținute.

8.5. ECUAȚIILE DE MIȘCARE A APEI SUBTERANE

Ecuațiile generale ale mișcării unui fluid real sînt aplicabile și mișcării apei subterane și dacă se ține seamă că forțele masice sînt numai forțele de greutate iar presiunea se deduce din sarcina totală:

$$h = z + \frac{p}{\gamma}, \tag{III.393}$$

ecuațiile se scriu:

$$\frac{du_x}{dt} = -g\frac{\partial h}{\partial x} + R_x;$$
$$\frac{du_y}{dt} = -g\frac{\partial h}{\partial y} + R_y; \qquad \text{(III.394)}$$
$$\frac{du_z}{dt} = -g\frac{\partial h}{\partial z} + R_z,$$

în care R_x, R_y și R_z, sînt componentele forței de frecare pe unitatea de masă.

8.5.1. **Ecuațiile mișcării permanente.** În mișcarea permanentă, forțele de inerție fiind foarte mici în raport cu forța de gravitate și cu forțele de rezistență pot fi neglijate și deci în ecuațiile (III.394) se va considera:

$$\frac{du_x}{dt} = \frac{du_y}{dt} = \frac{du_z}{dt} = 0. \qquad \text{(III.395)}$$

Forța de frecare se deduce din pierderea de sarcină elementară dh care pe lungimea ds a firului de curent este egală cu lucrul mecanic al acestei forțe, ceea ce se exprimă prin:

$$-\frac{R}{g}\,ds = dh, \qquad \text{(III.396)}$$

semnul minus arată că lucrul mecanic al forțelor de rezistență este negativ. Rezultă:

$$R = -g\frac{dh}{ds} = -gI = -g\frac{V}{k} \qquad \text{(III.397)}$$

și

$$R_x = -g\frac{u_x}{k}, \quad R_y = -g\frac{u_y}{k}, \quad R_z = -g\frac{u_z}{k}. \qquad \text{(III.398)}$$

Înlocuind aceste valori în relația (III.394) și ținînd seamă de relația (III.395) rezultă:

$$u_x = -k\frac{\partial h}{\partial x}, \quad u_y = -k\frac{\partial h}{\partial y}, \quad u_z = -k\frac{\partial h}{\partial z}. \qquad \text{III.399)}$$

Se deduce imediat că viteza v derivă dintr-un potențial $\varphi = -kh$ unde $\varphi = \varphi(x, y, z)$ și deci mișcarea apei subterane în domeniul de aplicabilitate a legii lui Darcy este o mișcare potențială.

Ecuațiilor (III.40) li se adaugă ecuația de continuitate:

$$\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} = 0. \qquad \text{(III.400)}$$

în care, dacă se înlocuiesc componentele vitezei prin derivatele parțiale ale potențialului se obține ecuația lui Laplace care arată că funcția φ (și implicit h) este o funcție armonică:

$$\Delta\varphi = \frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2\varphi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2\varphi}{\partial z^2} = 0. \qquad \text{(III.401)}$$

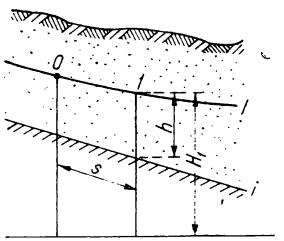


Fig. III.79. Schema mișcării subterane gradual variate.

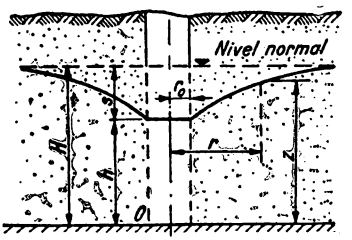


Fig. III.80. Puț perfect într-un strat acvifer cu nivel liber.

Pentru rezolvarea problemei mișcării apei subterane este deci necesară cunoașterea funcției φ sau h din care se deduc vitezele în orice punct; iar cu ajutorul relației lui Bernoulli scrisă sub forma (III.393) rezultă și presiunile.

8.5.2. **Ecuația mișcării gradual-variate** Panta energetică a unui curent de apă gradual-variat, cu notațiile din fig. III.79, se scrie:

$$I = -\frac{dz}{ds} = i - \frac{dh}{ds}, \qquad \text{(III.402)}$$

iar viteza și debitul, în limitele de aplicabilitate ale legii lui Darcy vor fi:

$$v = k\left(i - \frac{dh}{ds}\right); \qquad \text{(III.403)}$$

$$Q = Ak\left(i - \frac{dh}{ds}\right). \qquad \text{(III.404)}$$

Dacă se raportează ecuația (III.404) la curgerea apei în mișcarea uniformă pentru care secțiunea este A_0 și debitul $Q = A_0 ki$, se deduce:

$$\frac{dh}{ds} = i\left(1 - \frac{1}{\eta}\right), \qquad \text{(III.405)}$$

unde s-a notat cu $\eta = \frac{A}{A_0}$.

Formele suprafeței libere a unui curent de apă subterană în mișcare gradual variată se studiază la fel ca în mișcarea curenților cu suprafață liberă.

8.6. MIŞCAREA PERMANENTĂ A APEI SUBTERANE CĂTRE PUŢURI

8.6.1. **Puţ perfect într-un strat acvifer cu nivel liber.** Puţul perfect pătrunde prin toată grosimea pînzei de apă subterană pînă la stratul impermeabil. Problema mişcării apei subterane către un astfel de puţ, cilindric, se studiază pentru cazul în care stratul impermeabil este orizontal şi din puţul de rază r_0 se pompează un debit constant Q. În jurul punctului se formează o suprafaţă de depresie care într-un mediu permeabil omogen are o simetrie radială, aşa cum se arată în fig. III.80.

Pe o suprafaţă cilindrică la distanţa r de axa puţului panta hidraulică va fi :

$$I=\frac{dz}{dr}, \tag{III.406}$$

(notaţiile din figură).

Pe suprafaţa laterală a cilindrului cu rază r şi înălţime z, egală cu $A = 2\pi rz$, debitul este:

$$Q = k\,A\,I = 2\pi k r\,z\,\frac{dz}{dr}. \tag{III.407}$$

Separînd variabilele şi integrînd între limitele r_0-r şi h_0-z, rezultă :

$$z^2 - h^2 = \frac{Q}{\pi k}\ln\frac{r}{r^0}. \tag{III.408}$$

Dacă se notează cu R raza de acţiune sau raza de influenţă, distanţa de la axa puţului pînă la care nu se mai observă o coborîre a nivelului stratului acvifer, deci pentru care $z = H$, şi se rezolvă ecuaţia (III.408) în raport cu Q se găseşte :

$$Q = \frac{k(H^2 - h^2)}{\ln\dfrac{R}{r_0}}, \tag{III.409}$$

relaţie care dă debitul puţului. Se obişnuieşte să se noteze cu :

$$s = H - h, \tag{III.410}$$

coborîrea maximă a nivelului apei subterane, numită şi adîncime de pompare şi ecuaţia (III.409) devine :

$$Q = 2\frac{kHs}{\ln\dfrac{R}{r_0}}\left(1-\frac{s}{2H}\right). \tag{III.411}$$

În cazul straturilor acvifere de mare grosime se poate neglija mărimea $\frac{s}{2H}$ în raport cu unitatea şi relaţia (III.411) se transcrie, introducînd şi constanta de trecere la logaritmii zecimali sub forma:

$$Q = 2{,}73 \frac{kHs}{\lg \frac{R}{r_0}}. \qquad \text{(III.412)}$$

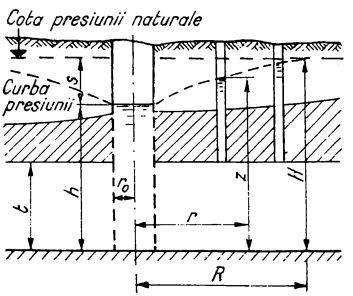


Fig. III.81. Puţ perfect într-un strat acvifer sub presiune.

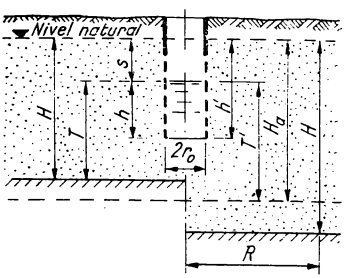


Fig. III.82. Puţ imperfect într-un strat acvifer cu nivel liber.

Raza de acţiune R a puţului se apreciază pe baza datelor practice luînd pentru nisipuri medii $R=250...500$ m, iar pentru nisipuri macrogranulare $R=700...1\,000$ m. Se foloseşte adesea şi formula lui Sichard:

$$R = 3\,000\, s \sqrt{k} \ \text{[m]}, \qquad \text{(III.413)}$$

în care coeficientul de permeabilitate k se introduce în m/s.

8.6.2. **Puţ perfect într-un strat acvifer sub presiune.** În acest caz, apa din stratul permeabil se găseşte sub presiune între două straturi impermeabile orizontale. Cu notaţiile din fig. III.81, se găseşte, urmărind calculul ca şi în cazul anterior, pentru debitul extras din puţ, expresia următoare:

$$Q = 2\pi tk \frac{H - h}{\ln \frac{R}{r_0}}. \qquad \text{(III.414)}$$

Pentru rezolvarea problemei se poate, de asemenea, pleca de la potenţialul complex:

$$f(Z) = \frac{Q}{2\pi t} \ln Z = \varphi + i\psi. \qquad \text{(III.415)}$$

8.6.3. **Puţ imperfect în strat acvifer cu nivel liber.** Asemenea puţuri nu coboară pînă la stratul inferior impermeabil şi dacă distanţa între fundul puţului şi acest strat

este mare, în stratul acvifer va exista o zonă la partea inferioară care nu va participa la alimentarea puțului, zona activă fiind numai cea de la partea superioară. Se deosebesc două cazuri în funcție de adîncimea H_a a zonei active. Cu notațiile din fig. III.82, se utilizează formulele:

1) Dacă $H_a > H$, relația lui Forcheimer:

$$Q = 1{,}365 \frac{k(H^2 - T^2)}{\ln \frac{R}{r_0}} \sqrt{\frac{h + 0{,}5\, r_0}{T}} \sqrt[4]{\frac{2T - h}{T}}. \qquad \text{(III.416)}$$

2) Dacă $H_a < H$, se utilizează tot relația III.416, în care se înlocuiește H cu H_a, iar T cu T'.

Adîncimea zonei active se poate lua după datele de mai jos, h' fiind adîncimea puțului de la nivelul natural al apei subterane:

s/h'	0,2	0,3	0,5	0,8	1,0
$\frac{H_a}{h'}$	1,30	1,60	1,70	1,85	2,00

8.6.4. Puț imperfect în strat sub presiune. Cu notațiile din fig. III.83, pentru calculul debitului se utilizează formula lui Kozeny:

$$Q = 2{,}73 \frac{k\, a\, s}{\lg \frac{R}{r_0}} \left[1 + 5 \sqrt{\frac{r_0}{a}} \cos\left(\frac{\pi a}{t}\right)\right]. \qquad \text{(III.417)}$$

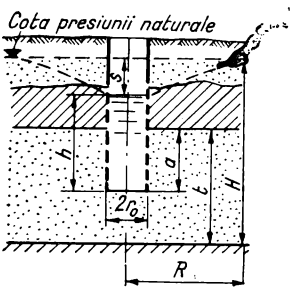


Fig. III.83. Puț imperfect în strat sub presiune.

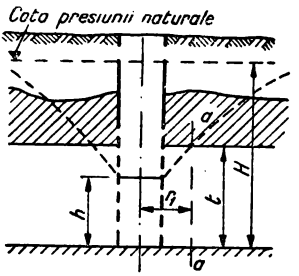


Fig. III.84. Puț mixt.

8.6.5. Puț mixt. Situația în acest caz este arătată în fig. III.84 și debitul se calculează cu formula:

$$Q = 1{,}365 \frac{k(2Ht - t^2 - h^2)}{\lg \frac{R}{r_0}}. \qquad \text{(III.418)}$$

8.6.6. **Puţ perfect într-un curent de apă subterană sub presiune avînd viteza** $v_0 = kI$, Potenţialul complex al mişcării este:

$$f(Z) = v_0 Z - \frac{Q}{2\pi a} \ln Z, \tag{III.419}$$

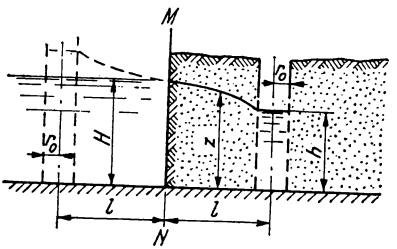


Fig. III.85. Puţ alimentat dintr-un rezervor vecin.

din care se deduce:

$$Q = \frac{2\pi\, ka\,(H-h)}{\ln \dfrac{b}{\pi r_0}} + \frac{2\, v_0 a\,(b - \pi r_0)}{\ln \dfrac{b}{\pi r_0}}, \tag{III.420}$$

unde s-a notat cu b lăţimea zonei de influenţă a puţului asupra curentului, măsurată de la linia de curent care trece prin axul puţului (deci lăţimea totală a zonei de influenţă, de ambele părţi este 2 b). Mărimea b se deduce din relaţia:

$$b = \frac{Q}{2l\, v_0}, \tag{III.421}$$

avînd aceeaşi semnificaţie ca în cazul § 8.6.2.

8.6.7. **Puţ alimentat cu apă dintr-un rezervor vecin.** Cazul este arătat în fig. III.85 Pentru rezolvare se utilizează „metoda imaginilor" prin care se presupune existenţa unui puţ fictiv aşezat simetric faţă de peretele rezervorului avînd un debit pozitiv egal cu cel al puţului real.

Formula debitului este:

$$Q = \frac{1{,}365\, k\,(H^2 - h^2)}{\lg \dfrac{2l}{r_0}}, \tag{III.422}$$

8.6.8. **Grup de puţuri.** În practică se întîlneşte adesea acest caz, ca de exemplu în alimentările cu apă ale unor centre populate, coborîrea artificială a nivelului freatic etc. Pentru calcul se utilizează o metodă cunoscută în hidrodinamică, metoda compunerii potenţialelor.

Cînd stratul acvifer este cu nivel liber şi debitele celor n puţuri sînt egale:

$$nQ = \frac{\pi k (H^2 - h_1^2)}{\ln \frac{R}{\sqrt[n]{r_{01} \cdot r_2 \cdot r_3 \ldots r_n}}}, \tag{III.423}$$

iar cînd stratul acvifer este sub presiune:

$$nQ = \frac{2\pi t k (H - h_1)}{\ln \frac{R}{\sqrt[n]{r_{01} \cdot r_2 \ldots r_n}}}. \tag{III.424}$$

În relaţiile de mai înainte s-a notat cu h_1 adîncimea apei într-unul dintre puţuri. luat ca referinţă, r_{01} raza puţului de referinţă iar $r_2 \ldots r_n$ distanţele radiale de la acest puţ la axele celorlalte puţuri.

8.7. MIŞCAREA PLANĂ PERMANENTĂ A APEI SUBTERANE

Mişcarea apei subterane se poate încadra în multe situaţii practice în categoria mişcărilor plane şi pentru rezolvarea problemelor se pot utiliza metodele teoriei hidrodinamicii, prin calcule matematice exacte sau prin calcule aproximative simplificatoare.

8.7.1. **Metode exacte de calcul.** 8.7.1.1. *Metoda potenţialului complex.* Aşa cum s-a arătat, mişcarea apei subterane este o mişcare potenţială şi se poate studia cu ajutorul funcţiilor analitice de o variabilă complexă $z = x + iy$. Este necesar să se cunoască potenţialul complex al mişcării:

$$f(z) = \varphi + i\psi, \tag{III.425}$$

unde: φ este potenţialul de viteză, iar φ = const, reprezintă ecuaţia liniilor echipotenţiale;

ψ — funcţia de curent şi ψ = const, reprezintă liniile de curent.

Vitezele se calculează din relaţiile:

$$u_x = \frac{\partial \varphi}{\partial x} = \frac{\partial \psi}{\partial y}; \qquad u_y = \frac{\partial \varphi}{\partial y} = -\frac{\partial \psi}{\partial x}. \tag{III.426}$$

Presiunile se calculează cu ecuaţia lui Bernoulli, în care se neglijează termenul cinetic şi deci se scrie:

$$\text{cota} + \frac{p}{\gamma} = h = -\frac{\varphi}{k} = \text{const}. \tag{III.427}$$

Debitul între două linii de curent se deduce din diferența valorilor numerice ale liniilor de curent respective:

$$q = \psi_A - \psi_B . \tag{III.428}$$

Exemplu. Infiltrația pe sub un perete de palplanșe (fig. III.86). Potențialul complex al acestei mișcări este:

$$f(z) = \arccos \frac{z}{t} = \varphi + i\psi . \tag{III.429}$$

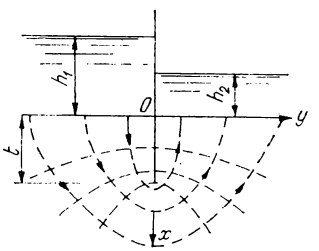


Fig. III.86. Infiltrația pe sub un perete de palplanșe.

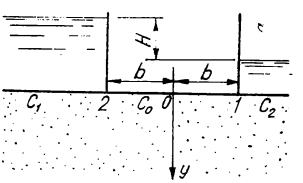


Fig. III.87. Infiltrația pe sub un radier.

Liniile de curent ψ = const sînt elipse omofocale:

$$\frac{x^2}{t^2 \operatorname{ch}^2 \psi} + \frac{y^2}{t^2 \operatorname{sh}^2 \psi} = 1, \tag{III.430}$$

iar liniile echipotențiale φ = const sînt hiperbole omofocale:

$$\frac{x^2}{t^2 \cos^2 \varphi} - \frac{y^2}{t^2 \sin^2 \varphi} = 1. \tag{III.431}$$

Componentele vitezelor sînt:

$$u_x = \frac{k(H_1 - H_2)}{\pi} \frac{\partial \psi}{\partial y}; \qquad u_y = -\frac{k(H_1 - H_2)}{\pi} \frac{\partial \psi}{\partial x}. \tag{III.432}$$

8.7.1.2. *Metoda transformărilor conforme.* Prin această metodă se transformă domeniul mișcării apei subterane într-un alt domeniu în care se cunoaște expresia potențialului complex al mișcării transformate. Funcția de transformare trebuie să îndeplinească condițiile arătate în §§ 3.3.3.1 și anume să fie olomorfă, univalentă în domeniul planului z, continuă pe contur și cu derivată care să nu se anuleze în interiorul domeniului. În metoda transformărilor conforme se utilizează mai multe variante după modul în care se alege planul trans format Z.

Varianta Pavlovski. Această variantă se folosește la mișcările sub presiune. Domeeniul din planul mișcării z se transformă în planul Z ca un poligon cu laturile paralele cu axele, deoarece pentru conturul permeabil φ = const și pentru conturul impermeabil ψ = const. Prin găsirea funcției de transformare a planului z în planul Z sau invers, se obține soluția problemei.

Exemplu. Infiltrația pe sub un radier (fig. III.87).

Forma rețelei de scurgere nu depinde de mărimile absolute ale nivelului de apă în amonte și în aval, nici de diferența lor și nici de coeficientul de infiltrație k și este determinată de conturul domeniului. mișcării apei subterane. Pentru rezolvare se vor folosi funcțiile reduse, luînd $k = 1$, $h = 0$, $h_1 = 1$. Condițiile pe contur sînt:

$$\text{– conturul } C_1,\ \varphi = -kh_1;\ \Phi = -1;$$

$$\text{– conturul } C_2,\ \varphi = -kh_2;\ \Phi = 0;$$

$$\text{– conturul } C_0;\ \varphi = 0;\ \Psi = 0.$$

Funcția de transformare în planul redus este:

$$Z = A \arcsin \frac{Z}{b} + B. \tag{III.433}$$

Constantele A și B se determină punînd condițiile la limită:

$$z = b;\ Z = 0;$$

$$z = -b;\ Z = -1,$$

din care rezultă $A = \frac{1}{\pi}$ și $B = -\frac{1}{2}$,

și deci:

$$Z = b \cos \pi Z. \tag{III.434}$$

Trecerea la valorile reale se face utilizînd relația:

$$\varphi = k(h_1 - h_2)\,\Phi. \tag{III.435}$$

Varianta Jukovski. Această metodă se aplică pentru mișcarea apelor subterane cu suprafața liberă avînd conturul domeniului de infiltrație alcătuit din linii permeabile orizontale și linii impermeabile verticale, neexistînd zone de prelingere. Cu aceste condiții îndeplinite domeniul lui Jukovski are aspectul unui poligon cu laturile paralele cu axele de coordonate.

Se introduce o funcție auxiliară de forma:

$$F = z - iZ, \tag{III.436}$$

în care Z are semnificația din varianta Pavlovski. Funcția F se scrie sub forma:

$$F = \Phi' + i\psi'. \tag{III.437}$$

Avînd $z = x + iy$ și $Z = X + iY$, relația (III.436) se poate transforma în:

$$F = (x + Y) + i(y - X) \tag{III.438}$$

și deci:

$$\Phi' = x + Y;\ \Psi' = y - X \tag{III.439}$$

Condițiile pe conturul domeniului din planul z, dau următoarele transformări:

— pe curba de infiltrație — suprafața liberă — avem $X = y$ și deci $\Psi' = 0$;

— pe contururile permeabile orizontale $y = \text{const}$, $X = \text{const}$ deci $\Psi' = \text{const}$;

— pe contururile impermeabile verticale $x = \text{const}$, $Y = \text{const}$ deci $\Phi' = \text{const}$.

8.7.2. **Metode aproximative.** 8.7.2.1. *Metoda fragmentelor.* În această metodă se împarte domeniul de mișcare al apei subterane în fragmente pentru care spectrul curgerii poate fi stabilit pe cale teoretică sau este cunoscut. Împărțirea domeniului se face prin linii de curent sau echipotențiale cunoscute de la început. Se stabilesc relații care leagă fragmentele între ele determinîndu-se soluția de ansamblu. Dacă împărțirea domeniului

se face după linii echipotențiale, fragmentele sînt legate în serie și cunoscînd soluțiile parțiale :

$$Q_1 = f_1(H_1); \quad Q_2 = f_2(H_2) \ldots Q_n = f_n(H_n), \tag{III.440}$$

unde Q_n este debitul, iar H_n pierderea de sarcină pe fiecare fragment, se poate scrie $Q_1 = Q_2 = \ldots = Q_n$, deci $f_1(H_1) = f_2(H_2) = \ldots = f_n(H_n)$, $H_1 + H_2 + \ldots + H_n = H$ fiind pierderea de sarcină totală.

În cazul fragmentelor separate prin linii de curent, legate în paralel se obține :

$$Q = Q_1 + Q_2 + \ldots + Q_n = f_1(H_1) + f_2(H_2) + \ldots + f_n(H_n);$$

$$H_1 = H_2 = \ldots = H_n. \tag{III.441}$$

8.7.2.2. *Metoda rețelelor potențiale.* Orice problemă de infiltrație plană este rezolvată dacă se cunoaște rețeaua hidrodinamică a mișcării. De aceea o metodă este trasarea grafică a rețelei hidrodinamice prin aproximații succesive ținînd seamă de proprietățile principale ale rețelei : este ortogonală și pătratică. Trasarea se pornește de la contururile cunoscute care sînt linii echipotențiale sau linii de curent. În cazul în care se pune o problemă de infiltrație cu suprafață liberă, curba de infiltrație este inițial necunoscută și construcția este ceva mai complicată.

8.7.2.3. *Metoda de calcul a rețelei hidrodinamice prin diferențe finite.* În această metodă se împarte domeniul într-o rețea plană în nodurile căreia se calculează prin diferențe finite (pornind de la ecuația lui Laplace care definește mișcarea potențială a apei subterane și de la condițiile pe contur cunoscute) valoarea potențialului. Avînd aceste valori în nodurile rețelei, se trasează liniile echipotențiale și se poate trasa spectrul hidrodinamic, prin care problema este complet rezolvată.

8.7.2.3. *Metoda analogiei electrohidrodinamice.* Aceasta, este o metodă experimentală (v. § 3.3.3.) care se bazează pe analogia matematică între mișcarea apei subterane și curentul electric într-un mediu conductor. Potențialul electric V fiind o funcție de coordonate, $V = f(x, y)$, este analog cu funcția de presiune sau potențialul vitezei φ în mișcarea apei subterane, ambele satisfăcînd ecuația lui Laplace :

$$\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} = 0. \tag{III.442}$$

De asemenea, se stabilesc condiții la limită analoge.

În practică, se reproduce la scară redusă modelul plan al domeniului de mișcare al apei subterane folosind un material bun conducător de electricitate, respectînd similitudinea geometrică. Modelul se include într-un circuit electric. Măsurîndu-se potențialul electric în diferite puncte ale modelului, se pot construi liniile de egal potențial V. Funcțiile h și V fiind analoge, se deduce imediat că acestea reprezintă și liniile echipotențiale ale mișcării apei de infiltrație.

8.8. MIȘCAREA APEI SUBTERANE SPRE DRENURI

8.8.1. **Generalități.** Drenurile sînt șanțuri sau galerii de lungime mare, care captează apa pe una sau pe ambele părți, dintr-un strat permeabil. Mișcarea apei subterane către drenuri este o mișcare potențială. Ca și la puțuri, mișcările apei către drenuri se

pot împărţi în funcţie de caracteristicile stratului acvifer: drenuri în strat acvifer sub presiune sau cu nivel liber, sau după caracteristicile drenului: dren perfect şi dren imperfect.

După forma, mărimea sau dispoziţia în plan se deosebesc:

— drenuri rectilinii, poligonale sau curbe;

— dren de lungime finită sau de lungime foarte mare cînd se consideră, în calcul, lungimea infinită şi problema se reduce la o mişcare plană;

— reţea de drenuri paralele sau radiale.

8.8.2. **Dren perfect în strat acvifer cu nivel liber.** Procesul este simetric (fig. III.89) faţă de axa drenului. Ecuaţia curbei de infiltraţie este:

$$y^2 - h^2 = -\frac{2q}{k}\,x, \tag{III.443}$$

în care q este debitul pe unitatea de lungime a drenului. Introducînd noţiunea de lungime limită sau de influenţă a drenului — analogă cu raza de acţiune la puţuri — cu $y = H$ pentru $x = L$ se obţine:

$$q = \frac{k\,(H^2 - h^2)}{2L}. \tag{III.444}$$

Debitul total pe o lungime l a drenului pe ambele părţi este:

$$Q = 2ql. \tag{III.445}$$

8.8.3. **Dren imperfect în strat acvifer cu nivel liber.** Apa în dren pătrunde atît prin pereţi cît şi prin fund (fig. III. 89).

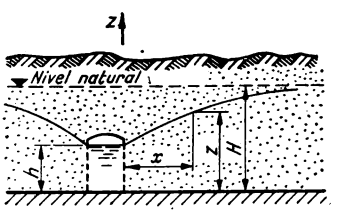


Fig. III.88. Dren perfect în strat acvifer cu nivel liber.

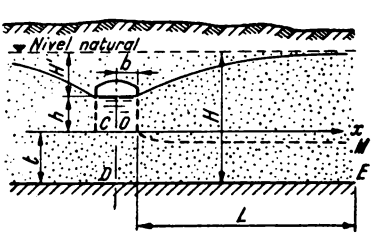


Fig. III.89. Dren imperfect în strat acvifer cu nivel liber.

Pentru stabilirea debitului captat de dren se fac ipoteze asemănătoare cu acelea de la calculul puţurilor imperfecte, împărţindu-se stratul acvifer pe înălţime în zona superioară care are un aport prin pereţii drenului — debitul q_1 — şi zona inferioară cu aport prin fundul drenului — debitul q_2.

Soluţia problemei a fost dată de Pavlovski şi este exprimată prin relaţia:

$$q = k\left[\frac{(H - t)^2 - h^2}{2L} + H'q_r\right], \tag{III.446}$$

în care, în afara notaţiilor din fig. III.89;

$$q_r = f(\alpha, \beta),$$

cu: $\alpha = \dfrac{L}{L+b}$ şi $\beta = \dfrac{L}{t}$;

q_r se deduce în funcţie de α şi β din graficul din fig. III.90.

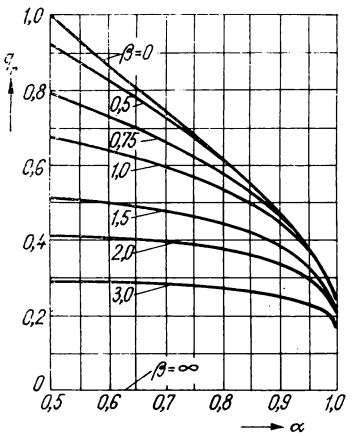


Fig. III.90. Grafic de determinare a mărimii q_r pentru calculul drenului imperfect în strat acvifer cu nivel liber.

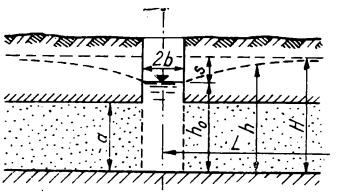


Fig. III.91. Dren perfect în strat acvifer sub presiune.

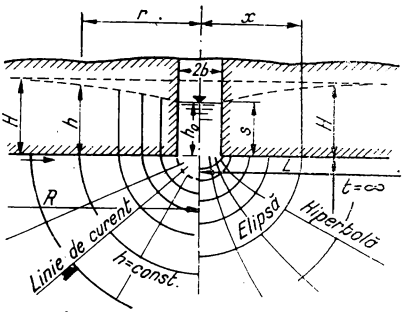


Fig. III.92. Dren imperfect în strat acvifer sub presiune.

8.8.4. **Dren perfect în strat acvifer sub presiune.** Cu notaţiile din fig. III.91, debitul se calculează cu formula:

$$q = \frac{2\,kas}{L-b}, \tag{III.447}$$

L reprezentînd limita domeniului, asemenea razei de acţiune a puţurilor.

8.8.5. **Dren imperfect în strat acvifer sub presiune.** Formula debitului, pentru cazul din fig. III.92, cînd apa intră exclusiv prin fundul drenului este:

$$q = \frac{\pi k s}{h\left(\dfrac{x}{b} + \sqrt{\left(\dfrac{x}{b}\right)^2 - 1}\right)}. \tag{III.448}$$

9. MIŞCAREA ALUVIUNILOR

9.1. GENERALITĂŢI

Prin aluviuni sau sedimente se definesc granulele solide desprinse din scoarţa globului şi antrenate de curenţii de apă. În mişcarea aluviunilor fenomenele se pot grupa în trei categorii distincte:

— eroziunea, prin care materiile solide sînt desprinse din sol sub acţiunea apei sau a altor agenţi;

— transportul efectuat de curenţii de apă;

— sedimentarea în zonele în care viteza curenţilor de apă scade sub o anumită valoare bine determinată, ceea ce permite depunerea la fund a granulelor.

Fenomenele legate de mişcarea aluviunilor prezintă o importanţă deosebit de mare într-o serie de lucrări tehnice: canale de irigaţie, instalaţiile de epurare a apelor uzate, digurile de protecţie contra inundaţiilor, barajele-rezervoare etc.

Caracteristicile principale ale aluviunilor sunt:

— greutatea specifică a particulelor, care are valori cuprinse între 2,2 şi 2,8 t/m^3; în calcule se foloseşte valoarea medie 2,65 t/m^3;

— forma granulelor care fiind foarte variată, impune folosirea unor caracteristici de formă, ca sfericitatea şi rotunzimea;

— mărimea granulelor care determină regimul de mişcare în căderea lor în apă;

— mărimea hidraulică a granulelor, egală cu viteza finală de cădere în apă în repaus într-un vas de dimensiuni suficient de mari în cîmpul gravitaţional.

9.2. ECUAŢIILE DE MIŞCARE A PARTICULEI ALUVIONARE

Pentru stabilirea ecuaţiei de mişcare în cazul sedimentării în apă, în repaus, se consideră o particulă solidă sferică de masă m asupra căreia acţionează forţele de greutate G, portanţa hidrostatică F şi rezistenţă la înaintare datorită frecării R_y. Presupunînd sistemul de referinţă cu axa oy verticală dirijată în jos, ecuaţia de mişcare este:

$$m\frac{dV}{dt} = G - F - R_y, \tag{III.449}$$

în care V este viteza particulei la momentul t.

Introducînd expresia lui R_y pentru mişcarea laminară, integrînd şi considerînd viteza iniţială nulă, se obţine în final:

$$W = \frac{gD^2}{18\nu}\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right), \tag{III.450}$$

unde: D este diametrul particulei;

ν — coeficientul de vîscozitate cinematică a apei;

ρ — densitatea apei;

ρ_s — densitatea particulei;

W — viteza finală de cădere a particulei definită anterior ca „mărime hidraulică".

Valoarea vitezei finale a fost obținută pentru $t \to \infty$ însă în realitate viteza ia valori foarte apropiate de cea finală după un parcurs de numai cîțiva centimetri.

Formula (III.450) este valabilă într-un spațiu infinit la $\mathrm{Re} = \frac{WD}{\nu} < 0{,}1$. Experi-

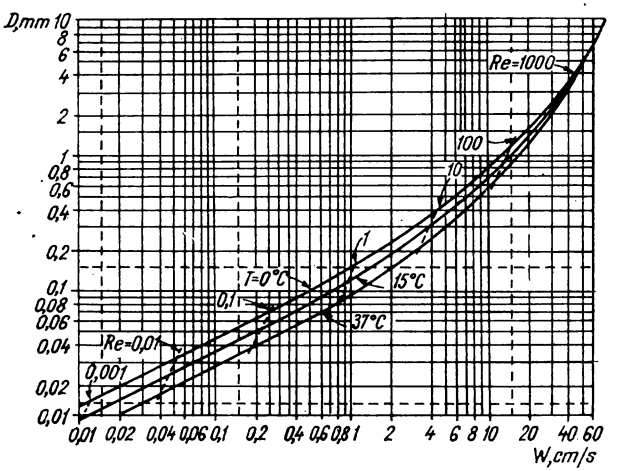


Fig. III.93. Diagrame pentru calculul mărimii hidraulice.

mental s-a constatat că valabilitatea sa se extinde pînă la $\mathrm{Re} < 1{,}0$. De asemenea, experimental s-au stabilit relații de calcul și pentru celelalte domenii, după cum urmează:

— pentru $1 < \mathrm{Re} < 30$ și deci $0{,}01 < D < 0{,}06$ cm

$$W = D\,\frac{g^{2/3}}{5\nu^{1/3}}\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)^{2/3}; \qquad \text{(III.451)}$$

— pentru $30 < \mathrm{Re} < 400$, $0{,}06 < D < 0{,}2$ cm

$$W = \frac{g^{0,56}\,D^{2/3}\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)^{0,56}}{2{,}18\nu^{0,11}}; \qquad \text{(III.452)}$$

— pentru $\mathrm{Re} > 400$, $D > 0{,}2$ cm

$$W = 1{,}2\sqrt{gD\left(\frac{\rho_s}{\rho} - 1\right)}. \qquad \text{(III.453)}$$

Pentru comoditatea calculelor și pentru a se lua în considerare influența temperaturii asupra vîscozității, se recomandă folosirea diagramei din fig. III.93.

Compunînd mișcarea pe verticală a particulei, avînd viteza constantă determinată printr-una din metodele indicate, cu mișcarea permanentă a unui curent paralel de apă avînd distribuția de viteze cunoscută, se obține traiectoria particulei în suspensie. În cazul mișcării laminare a apei, particula se deplasează după o curbă cuprinsă între o cicloidă și coarda sa. Pentru mișcarea turbulentă, dată fiind imposibilitatea de a stabili forțele dinamice temporale, datorită variațiilor de viteză în toate sensurile, traiectoria particulei nu se poate determina.

Un fenomen deosebit de important este pornirea de la fund a unei particule solide prin antrenarea ei de către un curent de apă. Forțele care produc pornirea sînt forța de presiune frontală P_x (proporțională cu viteza de la fund în mișcarea laminară sau proporțională cu pătratul vitezei de la fund în mișcarea turbulentă și portanta P_y (apărută datorită vecinătății patului fix, gradientului mare al vitezelor pe verticală în vecinătatea fundului, eventualei rotații a particulei, existenței unui curent de infiltrație prin patul permeabil etc.).

Utilizînd legile mișcării în regim laminar și turbulent se determină pentru P_x și P_y expresiile:

$$P_x = K'_{x_1} \mu D\, V_m + K'_{x_2} \rho D^2 V_m^2; \qquad \text{(III.454)}$$

$$P_y = K_y \rho A_y\, V_f^2 = K'_y \rho D^2 V_m^2,$$

în care: K'_{x_1}, K'_{x_2}, K_y, K'_y sînt coeficienți adimensionali;

V_m este viteza medie în secțiune a curentului;
V_f — viteza de la fund;
A_y — aria proiecției orizontale a particulei;
μ — coeficientul de vîscozitate dinamică a apei.

Notînd cu f coeficientul de frecare al particulei pe fund și cu G greutatea particulei sub apă, pornirea ei are loc cînd este satisfăcută ecuația:

$$P_x \geqslant (G - P_y) f. \qquad \text{(III.455)}$$

Înlocuind termenii cu expresiile determinate anterior și făcînd unele simplificări se obține valoarea V_{f_0}, numită viteza de fund de antrenare inițială prin alunecare:

$$V_{f_0} = K' \sqrt{D g \left(\frac{\rho_1 - \rho}{\rho} \right)} \qquad \text{(III.456)}$$

și V_{m_0} — viteza medie a curentului de antrenare inițială $V_{m_0} = a\sqrt{gD}$ în care K' și a sînt constante adimensionale. O valoare mai apropiată de realitate este dată de formula empirică $V_{m_0} = \sqrt{g\,(15\,D + 0{,}6)}$.

Din această formulă rezultă că pentru $D = 0$, $V_{m_0} = 24$ cm/s care reprezintă viteza minimă de antrenare.

Pentru a se ţine seama de variaţia coeficientului λ de frecare hidraulică în funcţie de numărul Re şi de raportul $\frac{h}{D}$ unde h este adîncimea curentului, se propun formulele;

$$V_{m_0} = 1{,}4\sqrt{gD}\ln\frac{h}{7D}, \text{ pentru } \frac{h}{D} > 60; \tag{III.457}$$

$$V_{m_0} = 1{,}4\sqrt{gD}\left(1 + \ln\frac{h}{7D}\right), \text{ pentru } 60 > \frac{h}{D} > 10.$$

Pentru evitarea calculelor se pot folosi tabele cu date teoretice şi experimentale ca de exemplu tabelul III.28.

Tabelul III.28

Valorile lui V_{m0}, în cm/s

Formula	D,cm / h,cm	0,1	1	2	5	10	20	Observaţii
I. I. Levi ...	$h = 50$	59	88	102	116	—	—	S-au considerat particule avînd greutatea specifică $\gamma = 2{,}65$ gf/cm³
I. I.Levi...	$h = 100$	69	116	124	149	164	—	
I. I. Levi...	$h = 200$	78	147	165	183	210	231	
Velikanov şi Boicikov	—	45	123	175	272	384	544	

O altă mărime caracteristică în mişcarea aluviunilor este viteza limită de antrenare prin săltarea granulei. Condiţia de săltare este:

$$P_y > G, \tag{III.458}$$

din care rezultă viteza limită. Pentru granule de forme similare, valoarea acestei viteze este mai mare decît cea a vitezei de antrenare iniţială prin alunecare.

9.3. MIȘCAREA ÎN MASĂ A ALUVIUNILOR

Deplasarea materiei solide în mișcarea aluviunilor nu se face sub formă de granule izolate ci în masă, ceea ce face ca relațiile stabilite în paragraful anterior să nu reprezinte decît incomplet fenomenul. În studiul mișcării în masă a aluviunilor, o mărime caracteristică importantă este debitul solid care reprezintă cantitatea de materie aluvionară transportată în unitatea de timp, exprimată în kilograme de materie solidă pe secundă și pe unitatea de lățime a unei albii dreptunghiulare. Se disting două feluri de debit solid : debitul tîrît pe fund și cel purtat în suspensie între care în realitate, din cauza variațiilor vitezei nu se poate face o demarcație precisă.

Pentru calculul debitului solid de fund g_s, există mai multe formule bazate pe considerații teoretice completate cu încercări experimentale. Se citează :

Formula lui P. du Boys

$$g_s = \psi\gamma^2 \frac{V^2}{C^2}\left(\frac{V^2}{C^2} - \frac{V_0^2}{C_0^2}\right) \text{[kg/s·m]}, \tag{III.459}$$

în care : ψ este un factor depinzînd de proprietățile fizice ale granulei ;

γ — greutatea specifică a apei ;
V — viteza medie a curentului ;
V_0 — viteza medie de pornire ;
C, C_0 sînt coeficienții Chézy pentru V și V_0.

Formula lui Goncearov

$$g_s = 2{,}08\left(\frac{V}{V_0}\right)\left(\frac{D}{h}\right)^{1/10}(V - V_0)\,D \quad \text{[kg/s.m)]}. \tag{III.460}$$

Formula lui Meyer-Peter pentru aluviuni uniforme de diametru D

$$\frac{J\,q^{2/3}}{D\gamma_0^{10/9}} = 9{,}57 + 0{,}462\frac{g_s''^{2/3}}{D\gamma^{7/9}}\,. \tag{III.461}$$

Formula lui Meyer-Peter pentru prundiș obișnuit

$$Jq^{2/3} = 0{,}17\,D + 0{,}004\,g_s^{2/3}\,. \tag{III.462}$$

În formulele III.461 și III.462 s-a notat cu :

q — debitul lichid, în l/s·m ;
J — panta energetică ;
g_s' — debitul solid în apă, în kg/s·m ;
g_s — debitul solid în stare uscată, în kg/s·m ;
γ_s'' — greutatea specifică a granulei sub apă, în t/m³.

O formulă simplă pentru o secțiune de formă oarecare de lățime B:

$$G = 2500\ J^{3/2}\left(Q - 0{,}6\ B\frac{D^{3/2}}{J^{7/6}}\right)\ [\text{kg/s}]. \qquad \text{(III.463)}$$

în care: Q este debitul total;
G — debitul solid total.

Studiul transportului aluviunilor în suspensie a condus la concluzia următoare: dacă viteza curentului depășește o valoare critică V_{cr} întregul material solid este transportat în suspensie iar panta hidraulică necesară curgerii este identică cu aceea a mișcării aceluiași volum de lichid curat. Introducîndu-se noțiunea de „pulpă" care reprezintă partea solidă în suspensie în lichid, consistența pulpei p se definește ca raportul dintre greutățile de solid și lichid dintr-un volum considerat, exprimat în procente.

Debitul solid al pulpei Q_p rezultă imediat din relația:

$$Q_p = pVA, \text{ cu condiția } V \geqslant V_{cr}, \qquad \text{(III.464)}$$

în care: V este viteza medie a curentului;
A — secțiunea udată.

Pentru calculul vitezei critice în albii deschise poate fi folosită formula lui V. G. Knoroz:

$$V_{cr} = 3\left[\sqrt{gD}\ \lg\frac{R}{4D} + W_p^{0{,}25}\left(\frac{R}{D}\right)^{0{,}4}\right]\ [\text{m/s}], \qquad \text{(III.465)}$$

în care: R este raza hidraulică a secțiunii udate;
W_p — mărimea hidraulică medie a granulelor.

În cazul transportului hidropulpei în conducte sub presiune în formula (III.465) R se înlocuiește cu $\frac{d}{4}$, d fiind diametrul conductei.

O formulă mai simplă a fost propusă de Evdokimov:

$$V_{cr} = 0{,}35 + 2{,}15\sqrt[3]{ph_{cr}^2}\ [\text{m/s}], \qquad \text{(III.466)}$$

în care h_{cr} este adîncimea albiei pentru $V = V_{cr}$. Pentru conducte $h_{cr} = d$.

Dacă viteza unui curent care transportă materii solide în suspensie scade sub o valoare limită numită viteză de sedimentare V_1, granulele solide încep să se depună la fund. Cantitatea de materie solidă în suspensie e funcție de turbiditatea ρ care este exprimată prin raportul între greutatea substanței solide, în kg și volumul considerat, în m³. Viteza de sedimentare se determină cu formulele:

$$V_s = W_m\sqrt[1{,}5]{\frac{\rho'}{0{,}022\sqrt{RI}}} \text{ pentru } W_m > 0{,}002\ \text{m/s};$$

$$V_s = \sqrt[1{,}5]{\frac{\rho'\sqrt{W_m}}{\sqrt{RI}}}, \text{ pentru } W_m < 0{,}002\ \text{m/s}, \qquad \text{(III.467)}$$

în care W_m este mărimea hidraulică medie ponderată, celelalte simboluri avînd semnificațiile indicate anterior. Formula (III.467) este valabilă pentru $\rho < 5...6$ kg/m^3, deci în cazul mișcării aluviunilor în albiile rîurilor și canalelor.

10. SIMILITUDINE

10.1. GENERALITĂȚI

Datorită dificultăților de ordin matematic care apar la integrarea ecuațiilor de mișcare, soluțiile particulare găsite reprezintă o categorie relativ restrînsă de mișcări. Pentru rezolvarea unei mari diversități de probleme hidraulice tehnice, se folosește cu succes metoda încercărilor pe modele, la baza căreia stă teoria similitudinii.

Prin similitudine mecanică a două fenomene se înțelege existența unui raport constant între lungimile corespunzătoare (omologe) celor două fenomene, a unui raport constant între timpii corespunzători și a unui raport între forțele corespunzătoare în cele două fenomene, adică:

$$\lambda = \frac{l}{l'}; \quad \tau = \frac{t}{t'}; \quad \varphi = \frac{f}{f'}, \tag{III.468}$$

în care l, t și f sînt valorile mărimilor unui fenomen, de exemplu valorile obținute pe un prototip (în natură sau în tehnică), iar l', t' și f' sînt valorile mărimilor corespunzătoare (omologe) ale celuilalt fenomen, de exemplu cele obținute pe un model (în laborator).

Existența relațiilor (III.468) asigură asemănarea fenomenelor din punct de vedere mecanic și are drept consecință existența între toate valorile mărimilor mecanice corespunzătoare celor două fenomene, a unor coeficienți de trecere constanți, care se pot exprima în funcție de coeficienții λ, τ și φ. De exemplu:

— coeficientul de trecere pentru densitate: $\frac{\rho}{\rho'} = \lambda^{-4}\,\tau^2\,\varphi$;

— coeficientul de trecere pentru vîscozitate: $\frac{\nu}{\nu'} = \lambda^2\tau^{-1}$;

— coeficientul de trecere pentru viteză: $\frac{v}{v'} = \lambda\tau^{-1}$.

Problema fundamentală a similitudinii este problema cunoașterii condițiilor necesare și suficiente pe care trebuie să le satisfacă două fenomene concrete pentru ca să se poată afirma că ele sînt asemenea din punct de vedere mecanic. Aceste condiții se numesc criterii de similitudine.

10.2. CRITERII DE SIMILITUDINE

Fie două fenomene hidraulice concrete cu lichide distincte. Proprietățile celor două lichide fac ca densitățile ρ și ρ', viscozitățile ν și ν', valorile accelerației gravitației g și g', valorile vitezei sunetului c și c' în cele două lichide și constantele capilare A_s și A_s' să fie privite ca niște date ale problemei. Pentru ca cele două fenomene să fie asemenea din punct de vedere mecanic, trebuie ca între lungimile, timpii și forțele corespunzătoare (omologe) să existe relațiile (III.468), iar ca o consecință a acestora trebuie ca:

$$\begin{aligned} \rho &= \lambda^{-4}\tau^2\varphi\rho'; \\ \nu &= \lambda^2\tau^{-1}\nu'; \\ g &= \lambda\tau^{-2}g'; \\ c &= \lambda\tau^{-1}c; \\ A_s &= \lambda^{-1}\varphi A_s', \end{aligned} \tag{III.469}$$

necunoscutele sistemului (III.469) fiind λ, τ și φ.

Din sistemul de relații (III.469) trebuie determinate rapoartele λ și τ în funcție de datele problemei; aceste relații pot fi considerate ca înseși condițiile pe care trebuie să le îndeplinească cele două fenomene pentru a fi asemenea din punct de vedere mecanic. Aceste condiții, puse sub o altă formă, sînt cunoscute sub denumirea de *criterii de similitudine*. Există următoarele criterii:

10.2.1. **Criteriul Euler.** Relația $\rho = \lambda^4\tau^2\varphi\rho'$; se mai poate scrie:

$$\rho = \varphi\lambda^{-2}\frac{1}{(\lambda\tau^{-1})^2}\rho'; \tag{III.470}$$

au:

$$\rho = \frac{\delta\rho}{\delta\rho'}\cdot\frac{v'^2}{v^2}\rho'; \tag{III.471}$$

sau:

$$\frac{\delta p}{\rho v^2} = \frac{\delta p'}{\rho' v'^2} = \text{Eu}. \tag{III.472}$$

Raportul $\dfrac{\delta p}{\rho v^2}$ este adimensional și poartă numele de numărul lui Euler (Eu). Criteriul de similitudine Euler constă în egalitatea numerelor Euler în cele două fenomene (Eu = Eu').

10.2.2. **Criteriul Reynolds.** Relația:

$$\nu = \lambda^2\tau^{-1}\nu', \tag{III.473}$$

se poate pune și sub forma:

$$\nu = \lambda(\lambda\tau^{-1})\nu' \text{ sau } \frac{vl}{\nu} = \frac{v'l'}{\nu'} = \text{Re}. \tag{III.474}$$

Raportul $\frac{vl}{\nu}$ este adimensional și poartă numele de numărul lui Reynolds (Re). Criteriul de similitudine Reynolds constă în egalitatea numerelor lui Reynolds în cele două fenomene (III.474), adică Re=Re'.

În același mod se obține și restul criteriilor.

10.2.3. **Criteriul Froude.** Relația:

$$g = \lambda\tau^{-2} g', \tag{III.475}$$

se poate pune sub forma:

$$\frac{v^2}{lg} = \frac{v'^2}{l'g'} = \text{Fr}. \tag{III.476}$$

Raportul adimensional $\frac{v^2}{lg}$ poartă numele de numărul lui Froude (Fr), iar (III.473) exprimă criteriul de similitudine Froude (Fr = Fr').

10.2.4. **Criteriul Mach (Maievski, Sarrau, Bairstow).** Raportul:

$$\frac{v}{c} = \frac{v'}{c'} = \text{Ma}, \tag{III.477}$$

se obține din relația $c = \lambda\tau^{-1} c'$, raportul adimensional $\frac{v}{c}$ fiind denumit numărul lui Mach (Ma).

10.2.5. **Criteriul Weber.** Raportul:

$$\frac{A_s}{\rho v^2 l} = \frac{A_s}{\rho' v'^2 l'} = \text{We}, \tag{III.478}$$

se obține din relația:

$$A_s = \lambda^{-1}\varphi A_s', \tag{III.479}$$

raportul adimensional $\frac{A_s}{\rho v^2 l}$ fiind denumit numărul lui Weber (We).

Rezultă, prin urmare, că pentru asemănarea mecanică a celor două fenomene concrete trebuie respectate simultan un număr de condiții (criterii de similitudine). Sistemul (III.469) este însă incompatibil în raport cu necunoscutele λ, τ și φ, astfel încît respectarea simultană a mai mult de trei criterii de similitudine este imposibilă.

Pentru determinarea coeficienților λ, τ și φ, care definesc similitudinea mecanică, trebuie puse doar cel mult trei condiții. Neglijînd, după natura fenomenelor hidraulice, proprietățile neesențiale ale lichidelor, sistemul (III.469) poate fi redus la un sistem de relații compatibil în raport cu λ, τ și φ. Astfel, de exemplu, în marea majoritate a problemelor de hidraulică, capilaritatea și compresibilitatea lichidelor joacă un rol secundar. În felul acesta, condițiile impuse de caracteristicile celor două lichide sînt:

$$\begin{aligned} \rho &= \lambda^{-4}\tau^2\varphi\rho'; \\ \nu &= \lambda^2\tau^{-1}\nu'; \\ g &= \lambda\tau^{-2}g'. \end{aligned} \qquad \text{(III.480)}$$

Sistemul relațiilor (III.480) este compatibil în raport cu λ, τ și φ rezultînd:

$$\lambda = \sqrt[3]{\left(\frac{\nu}{\nu'}\right)^2\frac{g'}{g}}; \quad \tau = \sqrt{\frac{\nu}{\nu'}\left(\frac{g'}{g}\right)^2}; \quad \varphi = \frac{\rho}{\rho'}\left(\frac{\nu}{\nu'}\right)^2. \qquad \text{(III.481)}$$

Prin urmare, se poate afirma că două fenomene hidraulice, în care compresibilitatea și capilaritatea sînt neesențiale, sînt asemenea din punct de vedere mecanic atîta timp cît scările (rapoartele) lungimilor, timpilor și forțelor verifică relațiile (III.481) adică atîta timp cît condițiile (III.480) sînt respectate. Condițiile (III.480), după cum s-a arătat, nu exprimă altceva decît criteriile de similitudine Euler, Reynolds și Froude.

Din punct de vedere practic, cînd se pune problema modelării în laborator a unui fenomen hidraulic din natură, respectarea simultană a criteriilor Re, Fr și Eu (similitudine compusă) este o problemă dificilă și uneori lipsită de sens. Într-adevăr, deoarece în practică $g \approx g'$, rezultă $\lambda = \left(\frac{\nu}{\nu'}\right)^{2/3}$ (v. relația III.481). Această relație între scara viscozităților și scara lungimilor conduce în cazul $\nu = \nu'$ la o scară a lungimilor $\lambda = 1$ și deci încercarea pe model este lipsită de sens, iar în cazul $\lambda \neq 1$ conduce la un raport bine determinat între viscozități, raport care nu poate fi asigurat totdeauna în practică. Singurul procedeu posibil pentru asigurarea similitudinii compuse este folosirea pe model a unui lichid diferit de cel din natură și prin aceasta impunerea scărilor λ, τ și φ conform relațiilor (III.481). Acest procedeu este dificil și neeconomic de realizat în practica încercărilor industriale pe modele și, de aceea, în cazul fenomenelor în care viscozitatea este proprietatea esențială, se neglijează atît capilaritatea și compresibilitatea, cît și greutatea lichidului, iar dacă greutatea este proprietatea esențială, atunci viscozitatea este trecută în categoria proprietăților neglijate. În aceste cazuri (similitudine restrînsă), sistemul condițiilor care se impun în vederea asigurării asemănării fenomenelor formează un sistem nedeterminat de ecuații în raport cu necunoscutele λ, τ și φ. De exemplu, în cazul fenomenelor în care vîscozitatea este proprietatea esențială, trebuie ca:

$$\begin{aligned} \rho &= \lambda^{-4}\tau^2\varphi\rho' \\ \nu &= \lambda^2\tau^{-1}\nu'. \end{aligned} \qquad \text{(III.482)}$$

Sistemul (III.482) fiind nedeterminat, una dintre necunoscute se poate alege arbitrar, ceea ce reprezintă un avantaj din punct de vedere practic. De obicei, se alege arbitrar scara lungimilor, iar scara timpilor și scara forțelor rezultă din condițiile (III.482), care reprezintă, după cum s-a arătat, criteriile Euler și Reynolds. Acest gen de similitu-

Tabelul III.29

Coeficienţii de trecere pentru diverse mărimi în funcţie de scara modelului λ, pentru similitudinea Reynolds

Denumirea mărimilor care se transpun	Coeficientul de trecere	Valorile coeficienţilor de trecere	
		Pentru λ = 10	Pentru λ = 100
Acceleraţii, în m/s²	λ^{-3}	0,001	0,000001
Presiuni, în N/m², kgf/m²	λ^{-2}	0,01	0,0001
Viteze, în m/s; puteri, în kgf.m/s	λ^{-1}	0,1	0,01
Constante, viscozitate, densitate, forţe, în N, kgf	λ^{0}	1	1
Lungimi, înălţimi, în m; debite, în m³/s energii, momente, în kJ, kgf.m	λ	10	100
Arii, în m²; timpi, în s	λ^{2}	100	10 0000
Volume, în m³; mase, în kg, kgf.s²/m	λ^{3}	1 000	1 000 00

Tabelul III.30

Coeficienţii de trecere pentru diverse mărimi în funcţie de scara modelului λ, pentru similitudinea Froude

Denumirea mărimilor care se transpun	Coeficientul de trecere	Valorile coeficienţilor de trecere	
		Pentru λ = 25	Pentru λ = 100
Constante, rapoarte, densităţi, greutăţi specifice, acceleraţii	λ^{0}	1	1
Timpi, în s; viteze, în m/s	$\lambda^{0,5}$	5	10
Lungimi, înălţimi, lăţimi, sarcini, în m		25	100
Arii, în m²	λ^{2}	625	10 000
Debite, în m³/s	$\lambda^{2,5}$	3 125	100 000
Volume, în m³; forţe, greutăţi, în N, kgf; mase, în kg, kgf.s²/m	λ^{3}	15 625	1 000 000
Putere, în kW, kgf. m/s	$\lambda^{3,5}$	78 125	10 000 000
Momente, energii, în kJ, kgf.m	λ^{4}	390 625	100 000 000

dine restrîns poartă numele de similitudine Reynolds. În cazul fenomenelor în care greu tatea compresibilitatea sau capilaritatea reprezintă proprietatea esențială, se folosesc în același mod similitudinea restrînsă Froude, Mach sau Weber).

În tabelele III.29 și III.30 se dau valorile coeficienților de trecere cu ajutorul cărora se transpun valorile mărimilor de pe model pe prototipul din natură, în funcție de scara lungimilor λ, atunci cînd în laborator se folosește același lichid ca și în natură ($g = g'$, $\rho = \rho'$, $\nu = \nu'$), pentru similitudinea Reynolds și Froude.

BIBLIOGFRAIE

1. Agroskin, I. I., Dimitriev, G. T. și Picalov, F. I. *Ghidravlika*, Moskva—Leningrad, Gosenergoizdat, 1950—1954.
2. Carafoli, E. și Oroveanu T. *Mecanica fluidelor*. București, Editura Academiei Republicii Populare Române, 1952—1955.
3. Cioc, D. *Mecanica fluidelor*. București, Editura didactică și pedagogică, 1967.
4. Certousov, M. D. *Hidraulica*. București, Editura tehnică, 1966.
5. Chiselev, P. G. *Îndreptar pentru calcule hidraulice*. București, Editura Energetică de Stat, 1953.
6. Cristea, N. *Hidraulica subterană*. București, Editura tehnică, 1956—1958.
7. Frenkel, I. Z. *Ghidravlika*. Moscova-Leningrad, Gosenergoizdat, 1956.
8. Germani, D. *Hidraulica teoretica (Mecanica fluidelor) și aplicată* București, 1942—1945.
9. Iacob, C. *Introducere matematică în mecanica fluidelor*. București, Editura Academiei Republicii Populare Române, 1952.
10. Jaeger, Ch. *Hydraulique technique*. Paris, Dunod, 1954.
11. De Marchi, G. *Idraulica*. Milano, Hoepli, 1954—1955.
12. Mateescu, Cr. *Hidraulica*. București, Editura didactică și pedagogică, 1963.
13. Pavel, D. *Hidraulica teoretica și aplicata*, București, Editura tehnică, 1950.
14. Rouse, H. *Engineering hydraulics*. New-York-London, John Wiley & Sons Chapman & Hall, 1958.
15. Wechmann, A. *Hydraulik*. Berlin, VEB Verlag Technik, 1955.

SECȚIUNEA IV

GEOTEHNICA CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE

Prof. ing. **E. Botea**
Conf. dr. ing. **S. Andrei**
Ing. **I. Manoliu** și ing. **V. Perlea**

CUPRINS

1. Generalităţi. Roci stîncoase şi pămînturi. Condiţii de formare (Prof. ing. E. Botea şi Conf. dr. ing. S. Andrei) 281
2. Noţiuni generale despre pămînturi (Prof. ing. E. Botea şi Conf. dr. ing. S. Andrei) 282
   2.1. Alcătuirea fazei lichide 282
   2.2. Alcătuirea fazei solide 282
   2.3. Alcătuirea fazei gazoase 286
   2.4. Structura şi textura pămînturilor 286
   2.5. Indicii de caracterizare ai pămînturilor 289
3. Interacţiunea dintre fazele constituente ale pămînturilor (Prof. ing. E. Botea şi Conf. dr. ing. S.Andrei) 292
   3.1. Interacţiunea la nisipuri 293
   3.2. Interacţiunea la argile 294
   3.3. Plasticitatea pămînturilor argiloase şi prăfoase 296
   3.4. Fenomene fizice folosite pentru caracterizarea intensităţii interacţiunii dintre faze 296
   3.5. Mişcarea apei prin pămînt. Permeabilitatea pămînturilor 299
4. Proprietăţile mecanice ale pămînturilor (Prof. ing. E. Botea şi Ing. Iacint Manoliu) 302
   4.1. Compresibilitatea pămînturilor 302
   4.2. Rezistenţa la tăiere a pămînturilor 308
5. Starea de tensiune şi deformare a masivelor de pămînt (Prof. ing. E. Botea şi Ing. Iacint Manoliu) 315
   5.1. Repartizarea eforturilor în pămînt 315
   5.2. Deformaţiile masivelor de pămînt 330
6. Capacitatea portantă a fundaţiilor (Prof. ing. E. Botea şi Ing. Iacint Manoliu) 340
   6.1. Generalităţi 340
   6.2. Metode teoretice pentru calculul capacităţii portante 340
   6.3. Metode empirice pentru calculul capacităţii portante 353
7. Presiunea pămîntului (Prof. ing. E. Botea) 353
   7.1. Principii de bază 353
   7.2. Împingerea activă 354
   7.3. Rezistenţa pasivă 369
8. Stabilitatea taluzurilor barajelor de pămînt (Prof. ing. E. Botea şi Ing. V. Perlea) 370
   8.1. Metode de apreciere a stabilităţii 370
   8.2. Coeficientul de siguranţă 370
   8.3. Calculul coeficientului de siguranţă 371
   8.4. Ipotezele de calcul cele mai defavorabile 375
   8.5. Coeficientul de siguranţă minim 376

Bibliografie 377

1. GENERALITĂȚI. ROCI STÎNCOASE ȘI PĂMÎNTURI. CONDIȚII DE FORMARE

Rocile formează materialul constitutiv al scoarței terestre. După fenomenele geoogice care au condus la formarea lor, rocile pot fi clasificate în trei mari categorii genetice: roci magmatice sau eruptive, roci sedimentare și roci metamorfice.

Rocile *magmatice* (granițele, sienitele, dioritele, bazaltele etc.) au luat naștere prin întărirea unei topituri magmatice, adică a unei soluții intratelurice de silicați, de compoziție foarte complexă, saturați cu vapori și gaze; în stare nealterată ele se prezintă ca niște corpuri solide, care au o mare rezistență (de ordinul sutelor sau chiar a miilor de kgf/cm^2).

Rocile *sedimentare* (detritusuri — cimentate și necimentate, argiloase, de origină chimică sau biochimică) sînt depozite de substanțe, cristaline sau amorfe rezultate de pe urma proceselor de distrugere fizică sau chimică a scoarței și a activității vieții. Aceste depozite se pot acumula chiar pe locul unde iau naștere substanțele care le constituie rezultînd rocile reziduale (de exemplu solul). În general însă, materialul constituent a fost depozitat numai după ce a fost transportat de agenți naturali (apa, vînt ulși gheața) în regiuni sau bazine de sedimentare (mări, lacuri etc.). Rocile sedimentare sînt stratificate, adică depuse în pături sau straturi succesive, de cele mai multe ori paralele între ele.

Rocile *metamorfice* (gneise, marmore, cuarțite, șisturi etc.) s-au format ca rezultat a unor schimbări importante a rocilor eruptive sau sedimentare sub acțiunea presiunilor și temperaturilor ridicate și a gazelor chimice active din magmă.

De cele mai multe ori, în activitatea inginerească, se întîlnesc cele mai tinere roci sedimentare, cele din perioada cuaternară [20]. Rocile mai vechi (terțiare, jurasice etc.), care au de regulă rezistențe mai mari și compresibilitate mai mică sînt denumite de obicei roci de bază. Printre formațiile cuaternare se menționează rocile argiloase (argile, prafuri) precum și nisipurile și pietrișurile.

În geotehnică se studiază rocile sub aspectul comportării lor ca terenuri de fundație sau ca material pentru realizarea construcțiilor de pămînt, așa că se grupează în aceeași categorie rocile care au proprietăți asemănătoare din aceste puncte de vedere. Astfel, pentru fundații contează mai puțin dacă roca este eruptivă sau metamorfică, dar în schimb este important să se cunoască în ce măsură și pe ce adîncime roca este degradată. Aceasta nu înseamnă însă că se poate neglija origina rocilor, pentru că în general cunoscînd modul cum au luat naștere rocile, se poate stabili poziția relativă a diverselor straturi și se poate aprecia comportarea lor ca urmare a efectului realizării construcțiilor.

Privind rocile din punct de vedere a modului cum se comportă ca terenuri de fundație sau ca materiale pentru realizarea construcțiilor de pămînt, ele pot fi împărțite în următoarele două mari categorii:

— *roci stîncoase* și *semistîncoase*, adică roci masive sau cimentate, cu rezistență mare și foarte puțin compresibile;

— *roci pămîntoase,* adică acelea constituite din aglomerări necimentate de particule solide, provenite din alterarea celor din prima categorie sub acțiunea diverșilor agenți.

Rocile din prima categorie sînt studiate în cadrul unei discipline, care s-a desprins relativ recent din mecanica pămînturilor, *mecanica rocilor,* [7], pe cînd cele din cea de a doua categorie care constituie obiectul de studiu al mecanicii pămînturilor se prezintă în secțiunea de față.

2. NOȚIUNI GENERALE DESPRE PĂMÎNTURI

Pămînturile sînt alcătuite din fragmente solide de diferite mărimi, în golurile formate de aceasta găsindu-se apă și aer, sau numai apă. Rezultă că, în general, pămînturile sînt alcătuite din următoarele trei faze: solidă (scheletul pămîntului), lichidă (apa din pori) și gazoasă (aerul sau alte gaze din pori). Cele trei faze se influențează reciproc, interacțiune, care în anumită măsură, este afectată și de acțiunea solicitărilor exterioare.

2.1. ALCĂTUIREA FAZEI LICHIDE

Apa are proprietăți fizico-chimice deosebite care influențează în mod hotărîtor fenomenele de interacțiune dintre fazele constituente ale pămîntului.

Molecula dipolară de apă, cu ionii pozitivi (cationii H^+) și ionii negativi (anionul O^{--}) dispuși asimetric (fig. IV. 1, *a*) este atrasă de elemente cu o anumită sarcină electrică, orientîndu-se în mod corespunzător. În acest mod se explică fenomenul de hidratare a ionilor care se găsesc disociați în apa din pori (fig. IV.1, *b*).

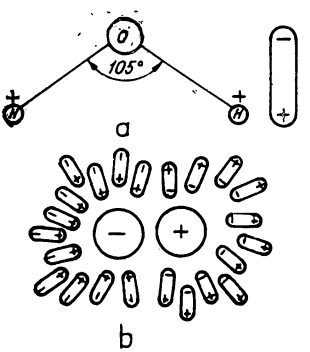


Fig. IV.1. Schema moleculei dipolare de apă *a* și a hidratării ionilor de către moleculele de apă *b*.

2.2. ALCĂTUIREA FAZEI SOLIDE

Faza solidă constă din particule minerale de diferite dimensiuni. Grupurile de particule avînd dimensiunile cuprinse în limite determinate formează o așa-numită *fracțiune granulometrică.* Conform STAS 1243-65 [29] se disting următoarele fracțiuni principale:

Limitele fracțiunii, în mm

– blocuri	>	200;
– bolovăniș		20 – 200;
– pietriș		2 – 20;
– nisip		2 – 0.050;
– praf		0,050 – 0,005;
– argilă	<	0,005,

În cele mai multe cazuri, pămînturile sînt constituite dintr-un amestec de particule din diferite

fracțiuni granulometrice. Conținutul în greutate a diferitelor fracțiuni, exprimat de obicei în procente, se numește compoziția granulometrică a pămîntului respectiv. Stabilirea compoziției granulometrice a pămînturilor, adică analiza granulometrică,

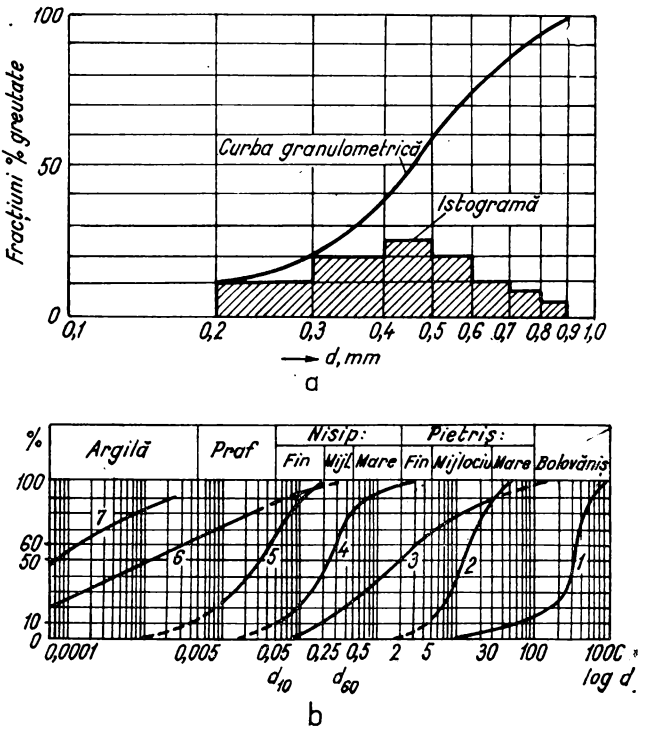


Fig. IV.2. Reprezentarea grafică a compoziției granulometrice a pămînturilor:

a — istograma și curba granulometrică; *b* — curbele granulometrice; *1* — bolovăniș; *2* — pietriș mijlociu; *3* — nisip cu pietriș; *4* — nisip mijlociu fin; *5* — praf; *6* — argilă; *7* — argilă grasă.

se face de obicei prin cernere sau sedimentare [36]. Rezultatele analizei granulometrice se reprezintă de regulă grafic sub formă de:

a) *istogramă*, care are în abscisă dimensiunile particulelor la scară logaritmică iar în ordonată procentele de particule din diferitele fracțiuni (fig. IV.2,*a*);

b) *curbă granulometrică*, care are în abscisă dimensiunile particulelor la scară logaritmică iar în ordonată procentele de particule care au diametrul mai mic decît cel indicat de abscisa punctului de pe curbă considerat (fig. IV.2,*a*); În figura IV.2,*b* se dau pentru exemplificare curbele granulometrice a cîtorva tipuri de pămînturi;

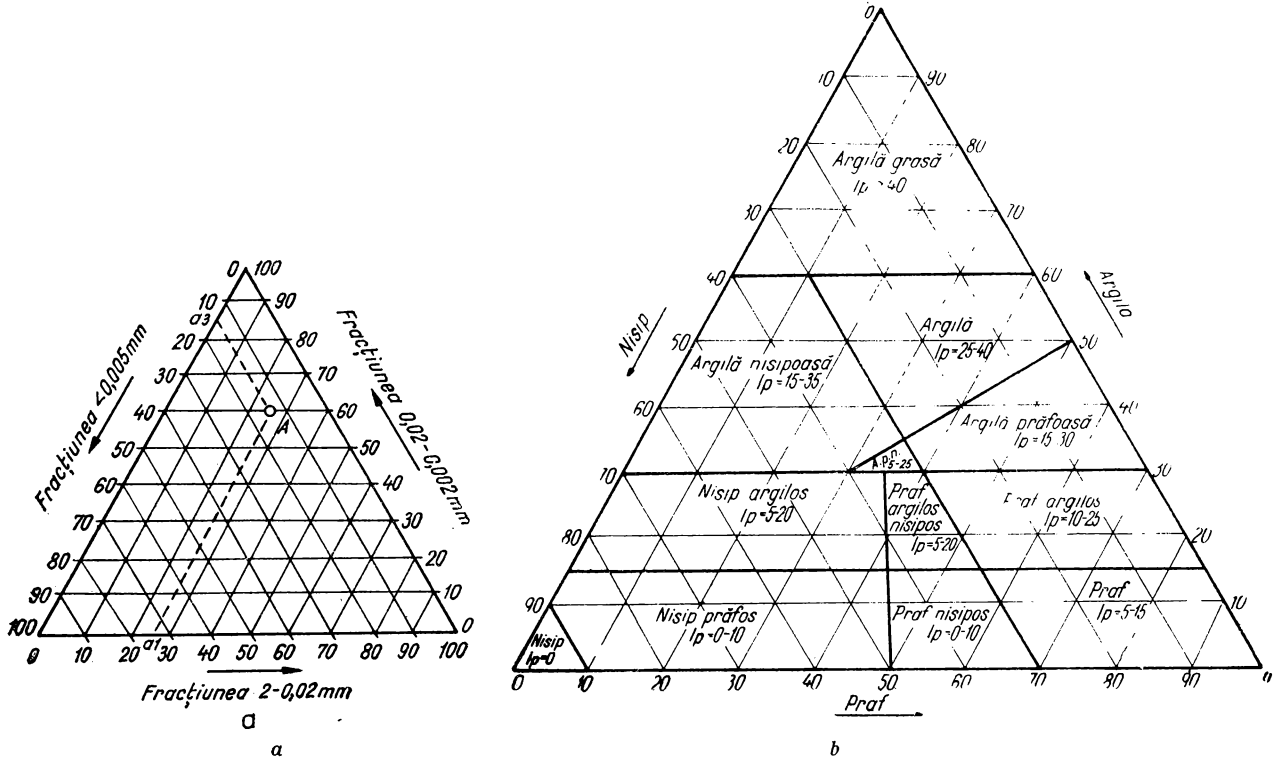


Fig. IV.3. Reprezentarea compoziției granulometrice a pămînturilor în diagrama ternară:
a – cazul unui singur pămînt; *b* – diagrama de identificare a pămînturilor argiloase conform [13].

c) *diagrama ternară*, în care pe laturile unui triunghi echilateral sînt marcate, în același sens, procentele din trei fracțiuni principale, care cuprind întreaga gamă de dimensiuni a particulelor din pămîntul considerat. Punctul A de intersecție a paralelelor la laturile triunghiului, duse prin abscise, reprezentînd pe fiecare latură procentajul din fracțiunea respectivă, este punctul reprezentativ al compoziției granulometrice a pămîntului considerat (fig. IV.3, *a*).

Compoziția granulometrică servește alături de alți indici la identificarea și stabilirea denumirii pămînturilor (fig. IV.3, *b*) [29].

Particulele avînd diametrul mai mare ca 2 mm au de obicei aceiași compoziție mineralogică ca și cea a rocilor stîncoase din care provin.

Fracțiunea *nisip* constă în principal din particule de cuarț, feldspat, mică, mai rar de calcit (nisipul cochilifer), Particulele rotunjite sînt specifice nisipurilor marine, fluviale sau eoliene, care au suferit un proces mai îndelungat de transport, pe cînd cele colțurate depunerilor rezultate în urma unor inundații temporare (nisipuri de munte).

Fracțiunea *praf* este formată din particule foarte fine de cuarț, silice amorfă, alte minerale primare (feldspat, mică etc.) sau minerale secundare (argiloase).

Fracțiunea *argilă* constă din minerale secundare avînd formă de solzi sau forme alungite, ca niște ace sau tuburi. Din cauza gradului înaintat de mărunțire ca și a formelor specifice, mult diferită de cea sferică, particulele din fracțiunea argilă au o suprafață specifică (raportul dintre aria laterală a particulelor și volumul sau greutatea lor) foarte mare de exemplu de ordinul a 100—300 m^2/g).

Mineralele secundare (argiloase) rezultă din procese de alterare chimică a mineralelor primare și sînt în general cristalizate. Rețeaua cristalină a mineralelor argiloase este alcătuită din două tipuri de elemente structurale: *tetraedrii cu siliciu* (fig. IV.4, *a*, *b*) și *octadrii cu aluminiu, fier sau magneziu* (fig. IV.4, *c*, *d*) care se îmbină sub formă de straturi [1]. Astfel în cazul *coalinitului* structura cristalină constă dintr-un strat de octaedri cu aluminiu și un strat paralel, suprapus, de tetraedri cu siliciu (fig. IV.5,*a*) pe cînd în cazul *montmorillonitului* un strat de octaedri cu aluminiu este cuprins între două straturi de octaedri cu aluminiu (fig. IV,5, *b*). Grosimea foiței de coalinit este de circa 7 Å, iar cea a foiței de montmorillonit de circa 9,5 Å. În cazul montmorillonitului, spre deosebire de caolinit, față în față găsindu-se tetraedri cu siliciu (fig. IV.5, *b*) legătura dintre foițe este mai slabă, ceea ce permite dipolilor de apă să pătrundă în interiorul rețelei cristaline (rețea extensibilă) și să îndepărteze foițele (0—5 Å).

Greutatea specifică a scheletului mineral a pămînturilor variază în limite strînse 2,65 gf/cm^3 pentru nisip, 2,67 gf/cm^3 pentru praf și 2,73—2,78 gf/cm^3 pentru argile. Determinarea greutății specifice se face în conformitate cu prevederile STAS 1914-61. [32].

Comportarea pămînturilor depinde foarte mult de fenomenele care au loc la suprafața particulelor din care cauză este util să se cunoască aria specifică. Această caracteristică poate fi exprimată ca raport între suprafața particulelor A și volumul lor V $\left(A_{sp} = \frac{A}{V}\right)$ sau ca raport între aria și greutatea particulelor $G\left(A_{sp1} = \frac{A}{G} = \frac{A}{V\gamma_s}\right)$. Particulele alcătuite din minerale primare au aria specifică (A_{sp1}) de ordinul a m^2/gf pe cînd cele alcătuite din minerale secundare, fiind mult mai fin dispersate, au aria specifică de ordinul zecilor sau sutelor de m^2/gf [1].

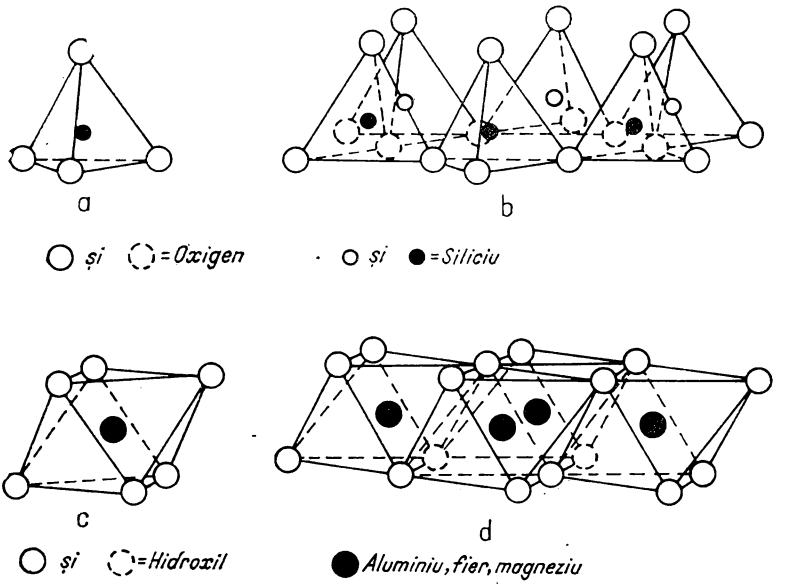


Fig. IV.4. Elementele structurale componente ale rețelelor cristaline a mineralelor argiloase :

a, b — tetraedri cu siliciu ; *c, d* — octaedri cu aluminiu, fier sau magneziu.

2.3. ALCĂTUIREA FAZEI GAZOASE

De obicei, în aerul din porii pământului se găsesc molecule de azot, oxigen, vapor de apă și bioxid de carbon. Compoziția aerului din porii pământului se deosebește de aceea a aerului atmosferic așa că presiunea parțială a diferitelor gaze componente fiind diferită are loc o circulație continuă a acestor gaze între pori și atmosferă, fenomen accentuat, de multe ori și de diferența de presiune între cele două zone.

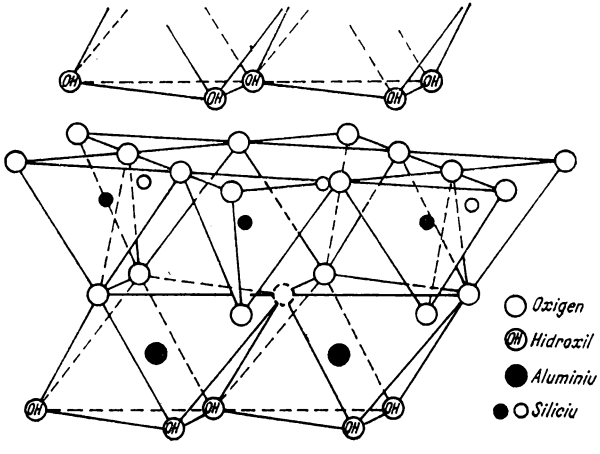
2.4. STRUCTURA ȘI TEXTURA PĂMÎNTURILOR

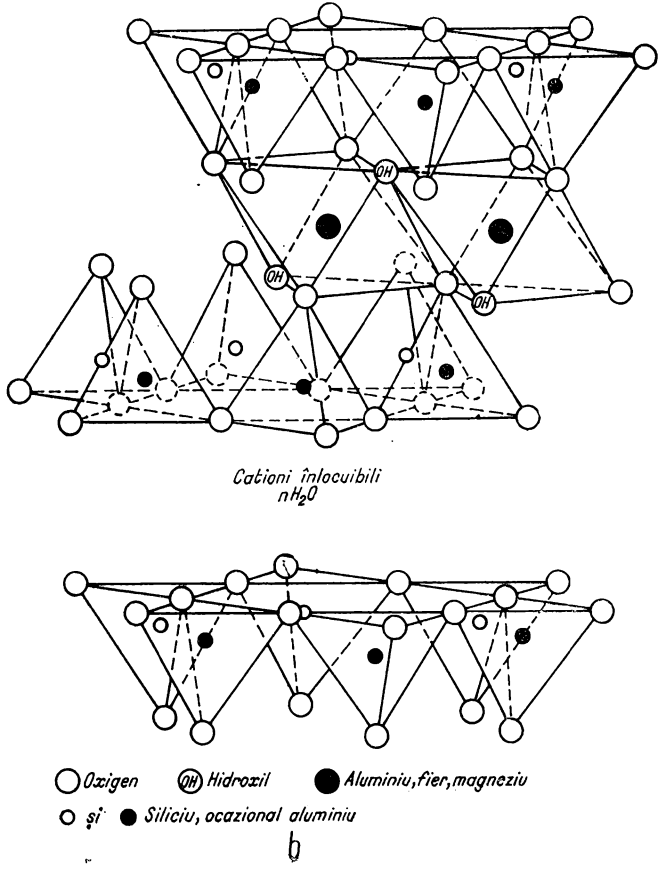
Dintre cele trei faze constituente ale pământurilor, faza solidă, în special prin modul de aranjare reciprocă a particulelor solide, prin structură, condiționează comportarea pământurilor sub acțiunea solicitărilor exterioare. Se disting trei tipuri principale de structuri :

— *grăunțoasă* (fig. IV. 6, *a*) rezultată prin sedimentarea particulelor sub efectul gravitației, care este caracteristică pământurilor fără coeziune (v. 3.2) ; este destul de rigidă și are deformațiile, sub sarcini statice, practic neglijabile ;

Fig. IV.5. Alcătuirea rețelelor cristaline a principalelor minerale argiloase :

a – caolinit ; *b* – montmorillonit.





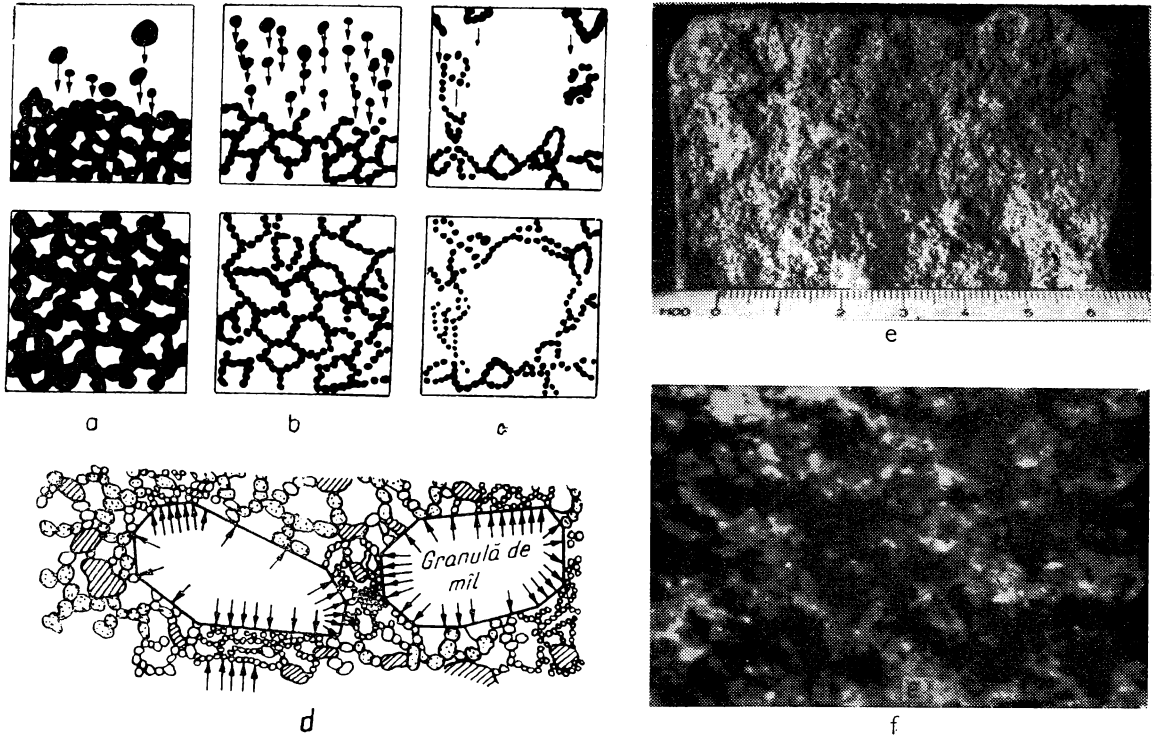


Fig. IV.6. Tipuri de structuri:
a – grăunțoasă; *b* – în fagure; *c* – în fulgi; *d* – mixtă; *e, f* – macroporică.

— *în fagure* (fig. IV.6, *b*) rezultată prin sedimentarea particulelor fine (în special din fracțiunea praf) sub efectul gravitației și a forțelor de atracție dintre particule; este mai puțin rigidă decît cea grăunțoasă;

— *în fulgi* (fig. IV.6, *c*) rezultată prin sedimentarea particulelor foarte fine, care încă în cursul acestui proces se aglomerează, datorită forțelor de atracție, sub formă de agregate; datorită afînării sale foarte accentuate este foarte compresibilă:

De multe ori, prin sedimentarea simultană a particulelor fine ia naștere o *structură mixtă* (fig. IV.6, *d*).

Un tip deosebit de structură îl prezintă loessurile și pămînturile loessoide care prezintă o cantitate însemnată de *pori-macropori*, avînd dimensiuni sensibil mai mari decît a particulelor minerale (fig. IV.6, *e,f*) și la care forțele de legătură dintre particule se reduc foartei mult cînd pămîntul este inundat.

Structura naturală a unui pămînt poate fi tulburată sub acțiunea solicitărilor exterioare, de pildă în timpul recoltării probelor de pămînt, a executării lucrărilor de săpături, precum și în timpul exploatării construcțiilor și de aceea prezintă interes cunoașterea modificărilor care pot surveni. Deoarece comportarea pămînturilor sub acțiunile exterioare nu se poate prevedea numai pe baza imaginii vizuale, se recurge la ajutorul unor indici simpli, care caracterizează raporturile dintre fazele constituente ale pămînturilor

2.5. INDICII DE CARACTERIZARE AI PĂMÎNTURILOR

Raportul dintre faza solidă și celelalte faze se exprimă prin unul din următorii doi indici:

— *porozitatea n* adică raportul dintre volumul de goluri V_g și volumul total $V_t = V_g + V_s$ (fig. IV.7, *a*) exprimat de obicei în procente):

$$n\% = \frac{V_g}{V_t} 100; \qquad \text{(IV.1)}$$

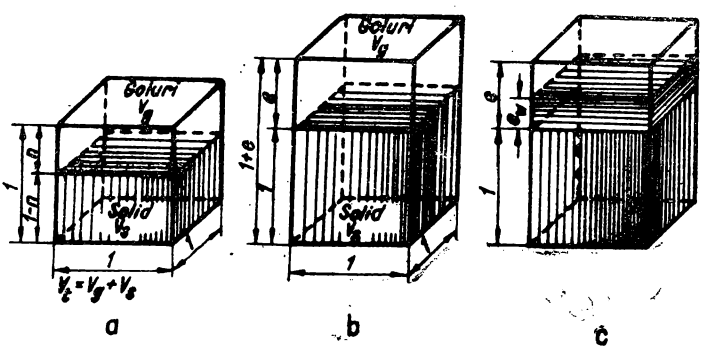


Fig. IV.7. Schema pentru definirea indicilor simpli.

— *indicele porilor e*, adică raportul dintre volumul de goluri V_g și volumul scheletului solid V_s (fig. IV.7, *b*):

$$e = \frac{V_g}{V_s}. \qquad \text{(IV.2)}$$

Între porozitatea exprimată ca raport n și indicele golurilor e există relația de legătură:

$$e = \frac{n/100}{1 - n/100} \text{ sau } n\% = \frac{e}{1 + e} 100. \tag{IV.3}$$

Porozitatea pămînturilor variază în limitele destul de largi (tabelul IV.1).

Tabelul IV.1

Valorile porozității pentru diferite pămînturi

Denumirea pămîntului	Porozitatea n, %
Pietrișuri și nisipuri, neuniforme	15—30
Nisipuri uniforme	25—50
Argile tari	15—35
Argile vîrtoase	30—50
Argile și prafuri moi	50—70
Argile și prafuri sedimentate recent, mîluri; pămînturi turboase și turbe	70—90
Loessuri	40—60
Luturi loessoide	25—40

Pentru a estima comportarea nisipurilor necimentate, în special sub acțiunea solicitărilor dinamice, se folosește indicele denumit *grad de îndesare*, care dă poziția relativă a indicelui golurilor în starea considerată e față de stările de îndesare maximă e_{max} și minimă e_{min} (fig. IV.8, *a*):

$$I_D = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \tag{IV.4}$$

După valoarea gradului de îndesare, nisipurile pot fi:

— afînate $0 < I_D \leqslant 1/3$;

— de îndesare mijlocie $1/3 < I_D \leqslant 2/3$;

— îndesate $2/3 < I_D \leqslant 1$.

Raportul dintre faza lichidă și celelalte două faze se redă prin următorii indici:

— *umiditatea* care se definește ca raportul dintre greutatea apei conținută în pori G și greutatea materialului solid G_s (fig. IV.7, *c*) și se exprimă în procente:

$$w\ \% = \frac{G_w}{G_s}\ 100\,. \tag{IV.5}$$

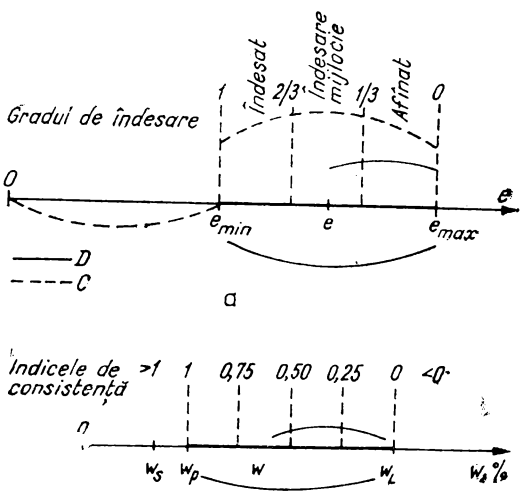


Fig. IV.8. Scheme pentru definirea gradului de îndesarea *a* și indicelui de consistență *b*.

În țara noastră modul de determinare a umidității pentru geotehnică este reglementat de STAS 1913-61 [31];

— *gradul de umiditate*, uneori denumit și grad de saturație, care se definește ca raportul dintre indicele porilor umpluți cu apă e_w și indicele total al porilor e (fig. IV.7,*c*):

$$S_r = \frac{e_w}{e} = \frac{\gamma_s}{e\gamma_w}\ \cdot\ \frac{w}{100}\,. \tag{IV.6}$$

După gradul lor de umiditate, pămînturile sînt calificate [35] ca fiind:

— saturate	$Sr = 1$;
— foarte umede	$0{,}8 < Sr < 1$;
— umede	$0{,}4 < Sr < 0{,}8$;
— uscate	$Sr < 0{,}4$.

Conținutul în diferite faze influențează greutatea specifică aparentă (greutatea volumetrică) a pămîntului, care reprezintă greutatea unității sale de volum [33]. Expresia greutății volumetrice depinde de situația în care se găsește pămîntul considerat și din acest punct de vedere se disting următoarele patru cazuri:

— pentru *pămîntul uscat* (fig. IV.9,*a*):

$$\gamma_d = (1-n)\,\gamma_s\,; \qquad \text{(IV.7.a)}$$

— pentru *pămîntul saturat* (porii plini cu apă (fig. IV.9, *b*):

$$\gamma_{sat} = (1-n)\,\gamma_s + n\,\gamma_w\,; \qquad \text{(IV.7.b)}$$

— pentru pămîntul situat sub nivelul apei subterane cînd se manifestă *efectul de subpresiune* (fig.IV,9, *c*):

$$\gamma' = (1-n)\,(\gamma_s - \gamma_w)\,; \qquad \text{(IV.7.c)}$$

— pentru *pămîntul nesaturat* (trifazic), (fig. IV.9, *d*):

$$\gamma = (1-n)\,\gamma_s\left(1 + \frac{w}{100}\right)\cdot \qquad \text{(IV.7.d)}$$

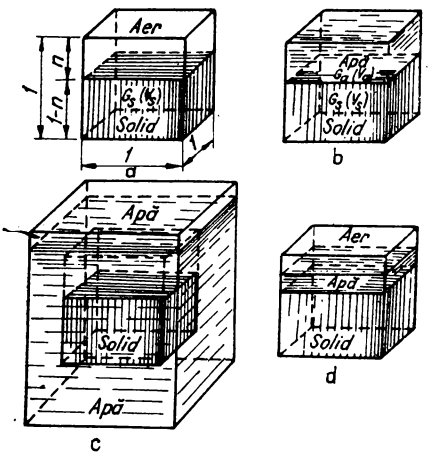


Fig. IV.9. Scheme pentru definirea greutății specifice aparente (volumetrice) în diferite stări.

Aceasta este relația generală care leagă cei patru indici γ, n, γ_s și w și care permite să se deducă unul dintre indici atunci cînd se cunosc ceilalți trei. De pildă, pentru calculul porozității relația (IV 7.d) se pune sub forma:

$$n = 1 - \frac{\gamma}{\gamma_s\left(1 + \frac{w}{100}\right)}\cdot \qquad \text{(IV.8)}$$

Pentru a reprezenta această relație grafic și a putea urmări în acest fel, simultan, influența stării de umiditate și îndesare asupra proprietăților pămînturilor nesaturate, este comod să se recurgă la abaca propusă de F. Terracina [1].

3. INTERACȚIUNEA DINTRE FAZELE CONSTITUENTE ALE PĂMÎNTURILOR

Comportarea pămînturilor sub acțiunea solicitărilor depinde atît de raporturile cantitative ale celor trei faze constituente [1] cît și de fenomenele de interacțiune, care se manifestă la contactul dintre faze. În această ultimă privință, fenomenele care se manifestă la nisipuri sînt diferite de cele de la argile.

3.1. INTERACȚIUNEA LA NISIPURI

În cazul nisipurilor nesaturate, fenomenele de interacțiune, sînt în special de natură capilară. Apa care se găsește în aceste materiale fiind limitată de meniscuri concave în

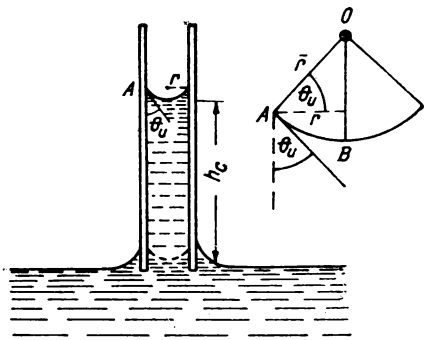


Fig. IV.10. Schema ridicării unui lichid într-un tub capilar.

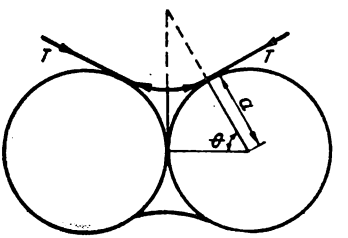


Fig. IV.11. Schema explicării coeziunii datorită forțelor capilare.

porii capilari apare un deficit de presiune $p_{\bar{\sigma}}$ față de presiunea atmosferică, care conduce la ridicarea ei pe înălțimea h_c față de nivelul apei libere (fig. IV. 10):

$$p_{\bar{\sigma}} = -\frac{2\sigma}{r} = h_c\, g\,(\rho_w - \rho_v) \quad \text{sau} \quad h_c = \frac{2\,\bar{\sigma}\cos\theta_u}{rg\,(\rho_w - \rho_v)}, \tag{IV.9 a}$$

în care: $\bar{\sigma}$ este tensiunea superficială a apei;
θ_u — unghiul de umezire al peretelui tubului capilar de către apă;
r — raza tubului capilar;
g — accelerația gravitației;
ρ_w, ρ_v — densitatea apei, respectiv a vaporilor.

Pentru apă la temperatura de 20° C în cazul umezirii complete ($\theta_u = 0$) și neglijînd densitatea vaporilor, care este mult mai mică ca cea a lichidului ($\rho_w \gg \rho_v$), relația (IV.9 a) devine:

$$h_c = \frac{0{,}154}{r}, \tag{IV.9.b}$$

din care rezultă că la pămînturi, cu cît sînt porii mai fini cu atît înălțimea de ridicare capilară este mai mare.

Înălțimea de ridicare capilară depinde în special de natura pămînturilor și în medie poate fi considerată ca avînd valorile [17]:

– nisip mare	5–10 cm;
– nisip mijlociu	10–30 cm;
– nisip fin	30–60 cm;
– praf	60–120 cm;
– argilă prăfoasă	120–160 cm;
– argilă	pînă la 400 cm.

Datorită existenței meniscurilor capilare de contact (fig. IV.11) și a deficitului de presiune existent în apa de colț se poate explica *coeziunea aparentă* pe care o prezintă nisipurile nesaturate. În afară de coeziunea aparentă la nisipuri pot apărea și alte forțe de legătură datorită efectului de lipire a peliculelor de gel de bioxid de siliciu ce se găsesc la suprafața particulelor de cuarț ce au fost supuse acțiunii agenților extern [1]. Îmbătrînirea acestor geluri poate constitui o explicație pentru creșterea de rezistență în timp a masivelor de nisip realizate prin hidromecanizare. În parte, această creștere de rezistență se poate datori și cristalizării unor săruri, în special CO_3Ca.

3.2. INTERACȚIUNEA LA ARGILE

Datorită sarcinilor electrice necompensate particula de argilă atrage o parte din cationii hidratați, care se găsesc în apa din pori, formînd un *complex de adsorbție* (fig. IV.12) în care atît cationii cît și dipolii de apă orientați sînt reținuți cu forțe cu atît mai puternice cu cît se găsesc mai aproape de peretele particulelor. În imediata vecinătate a particulei presiunile rezultate în apa din pori, datorită forțelor de legătură, sînt de ordinul a 10 000 kgf/cm^2. Cu cît distanța față de peretele particulei argiloase este mai mare cu atît forțele de legătură sînt mai slabe și energia cinetică a ionilor și dipolilor de apă le permite deplasări mai însemnate față de pozițiile medii. Cînd energia lor cinetică compensează efectul forțelor de legătură, cationii și dipolii de apă se desprind din complexul de adsorbție și trec în apa liberă. Rezultă că gradul de dezvoltare al complexului de adsorbție în pămînturile argiloase și deci grosimea peliculei de apă adsorbită depinde de natura și concentrația ionilor și de energia cinetică a ionilor și a dipolilor de apă. La pămînturile nesaturate gradul de dezvoltare a peliculei de apă adsorbită evident că depinde și de cantitatea de apă avută la dispoziție.

Datorită orientării dipolilor de apă în jurul ionilor din complexul de adsorbție între două particule argiloase invecinate se formează un fel de punți de legătură, care au o anumită capacitate de a se opune eventualelor tendințe de depărtare a acestor particule și care explică *coeziunea* pămînturilor argiloase (fig. IV.13). Datorită deformării în timp a punților de legătură pot fi explicate de asemenea fenomenele reologice care apar în cazul pămînturilor argiloase. În afară de acest tip de coeziune care este în general propriu tuturor pămînturilor argiloase, la unele pămînturi există o *coeziune de cimentare* datorită prezenței unor lianți

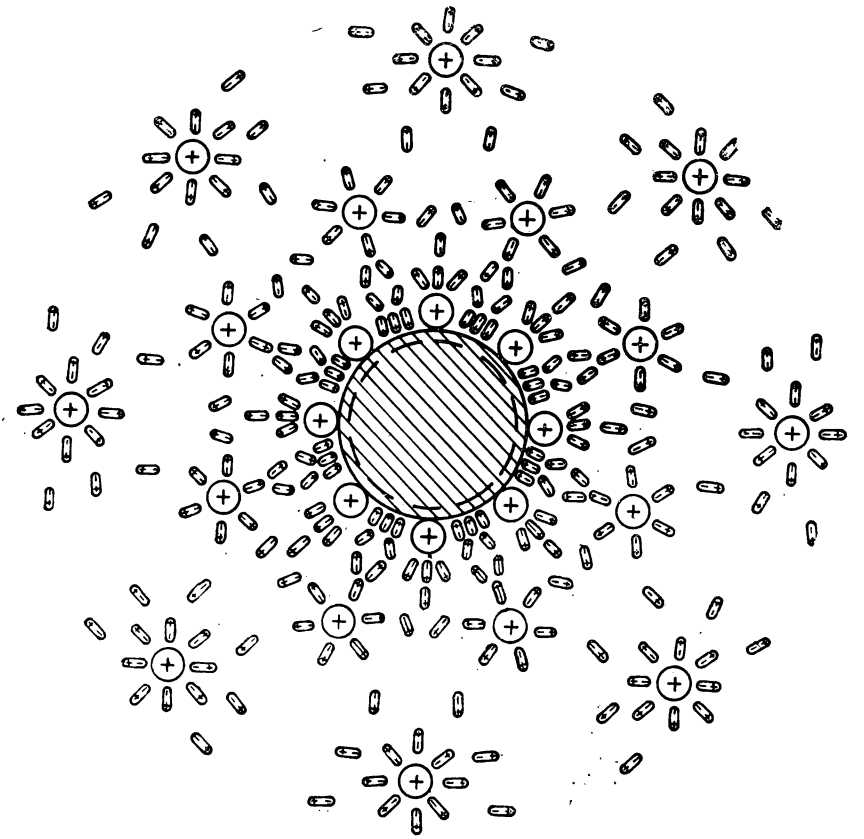


Fig. IV.12. Schema complexului de adsorbție a particulei argiloase.

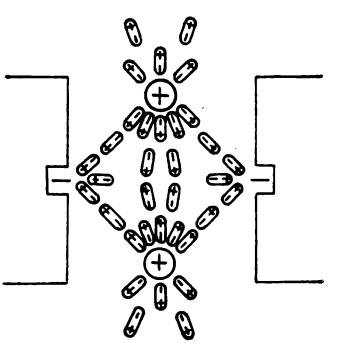


Fig. IV.13. Reprezentarea schematică a punților de legătură dintre particulele argiloase.

3.3. PLASTICITATEA PĂMÎNTURILOR ARGILOASE ȘI PRĂFOASE

Tot cu ajutorul forțelor de legătură dintre particulele de pămînt avînd un grad de dispersare foarte înaintat, poate fi explicată comportarea plastică a acestor materiale într-un anumit interval de umidități. Astfel, pentru toate umiditățile din domeniul plastic (fig. IV.8, *b*) pămîntul supus unor solicitări mecanice se deformează fără să-și modifice volumul, iar după încetarea solicitării nu revine la forma inițială.

Domeniul în care materialul se comportă plastic este limitat de umiditățile (fig. IV.8, *b*):

— limita superioară de plasticitate w_L;

— limita inferioară de plasticitate w_P.

Determinarea limitelor de plasicitate se face în conformitate cu STAS 1915-61 [34].

Mărimea intervalului de umidități pentru care pămîntul se comportă plastic este dată de *indicele de plasticitate*:

$$I_P = w_L - w_P, \tag{IV.10}$$

care împreună cu compoziția granulometrică servește pentru stabilirea denumirii pămîntului (fig. IV.3, *b*).

Pentru a arăta poziția umidității w, în starea care interesează în raport cu limitele de plasticitate (fig. IV.8, *b*), se folosește *indicele de consistență*:

$$I_c = \frac{w_L - w}{w_L - w_P}, \tag{IV.11.a}$$

sau *indicele de lichiditate*:

$$I_L = \frac{w - w_P}{w_L - w_P}; \tag{IV.11.b}$$

cu ajutorul acestor indici pămînturile se califică [35] ca fiind:

– curgător	$I_c \leqslant 0$; $I_L \geqslant 1{,}00$,;
– plastic-curgător	$0 < I_c \leqslant 0{,}25$; $0{,}75 \leqslant I_L < 1{,}00$;
– plastic-moale	$0{,}25 < I_c \leqslant 0{,}50$; $0{,}50 \leqslant I_L < 0{,}75$;
– plastic-consistent	$0{,}50 < I_c \leqslant 0{,}75$; $0{,}25 \leqslant I_L < 0{,}50$;
– plastic-vîrtos	$0{,}75 < I_c \leqslant 1{,}00$; $0 \leqslant I_L < 0{,}25$;
– tare sau semisolid	$I_c > 1$; $I_L < 0$.

3.4. FENOMENELE FIZICE FOLOSITE PENTRU CARACTERIZAREA INTENSITĂȚII INTERACȚIUNII DINTRE FAZE

3.4.1. **Generalități.** Pentru caracterizarea intensității interacțiunii între fazele constituente ale pămîntului se recurge la o serie de fenomene fizice ce însoțesc interacțiunea cum sînt [1]:

— degajarea de căldură care are loc cînd apa este reținută de către particulele hidrofile de pămînt (*căldura de umezire*);

— reducerea umezelei relative a atmosferei de deasupra meniscurilor de apă reținută (*izotermele de sorbție — desorbție*);

— apariția unui deficit de presiune (*sucțiune*) în porii pămînturilor nesaturate sau a pămînturilor saturate, foarte active;

— producerea unor fenomene de *umflare* sau *contracție* în cazul umezirii, respectiv uscării pămînturilor argiloase și prăfoase.

3.4.2. **Sucțiunea apei din pori.** Sucțiunea apei din pori reprezintă deficitul de presiune care apare în porii pămîntului ca urmare a interacțiunii dintre fazele sale constituente. Cu cît umiditatea unui material hidrofil este mai mică cu atît sucțiunea apei din pori este mai mare. Deoarece gama sucțiunilor este foarte întinsă (de la 0 pînă la circa 10 000 kgf/cm^2) se obișnuiește frecvent ca sucțiunea să se exprime cu ajutorul *indicelui sorbțional*:

$$pF = \lg s, \tag{IV.12}$$

în care s reprezintă sucțiunea exprimată în cm H_2O.

Între sucțiunea s și *presiunea apei* din pori u există relația:

$$u = -s + \alpha_{cmp}\, p, \tag{IV.13}$$

în care: p este presiunea exterioară aplicată;

α_{cmp} — factorul de compresiune, care arată partea din presiunea exterioară care este transmisă apei din pori.
Cercetările au arătat că α_{cmp} este egal numeric cu panta curbei de contracție (v.fig.IV.15), [1].

Curbele sucțiune — umiditate (fig. IV. 14) caracterizează intensitatea interacțiunii dintre apă și scheletul solid pentru diferite stări de umiditate și prin folosirea lor se pot rezolva o serie de probleme practice cum sînt: stabilirea distribuției de echilibru a umidității deasupra nivelului apei suberane sub îmbrăcămințile impermeabile și sub construcții, evaluarea capacității de drenare a pămînturilor sub acțiunea diferitelor mijloace (drenarea simplă gravitațională, aerare, uscare cu ajutorul vegetației, uscare artificială), migrarea apei reținute etc. [1].

Astfel, ținînd seama că prin drenarea gravitațională se realizează coboriri ale nivelului apelor subterane de ordinul a 3—4 m, corespunzînd unor sucțiuni de 1/3 at (pF = = 2,5) din curbele de sucțiune (fig. IV.14) se pot deduce umiditățile finale de echilibru și coeficientul de cedare a apei [1].

3.4.3. **Umflarea și contracția pămînturilor coezive.** Dacă un pămînt argilos, care nu este complet saturat, vine în contact cu apa liberă, absoarbe apă și își mărește volumul. Dacă tendința de umflare este complet sau parțial împiedicată, se dezvoltă presiuni de umflare. Cu cît posibilitatea de umflare este mai mică cu atît presiunea de umflare dezvoltată este mai mare [1]. Cînd un pămînt argilos pierde o parte din apa conținută se contractă. Pentru a caracteriza modul de desfășurare a procesului de contracție se obișnuiește ca proba de pămînt să fie lăsată să piardă apă prin evaporare și se măsoară reducerile de volum obținîndu-se o curbă de contracție ca cea din fig. IV.15 [1].

Cu cît pămîntul argilos este mai activ, adică cu cît fenomenele de interacțiune dintre fazele constituente au o intensitate mai mare, cu atît manifestarea fenomenelor de umflare — contracție este mai accentuată, la creșterea sau reducerea conținutului de apă.

Producerea fenomenelor de umflare-contracție a pămînturilor argiloase, prezintă o importanță deosebită pentru comportarea în timp a construcțiilor fundate pe pămînturi foarte active și a construcțiilor de pămînt realizate din astfel de materiale [1].

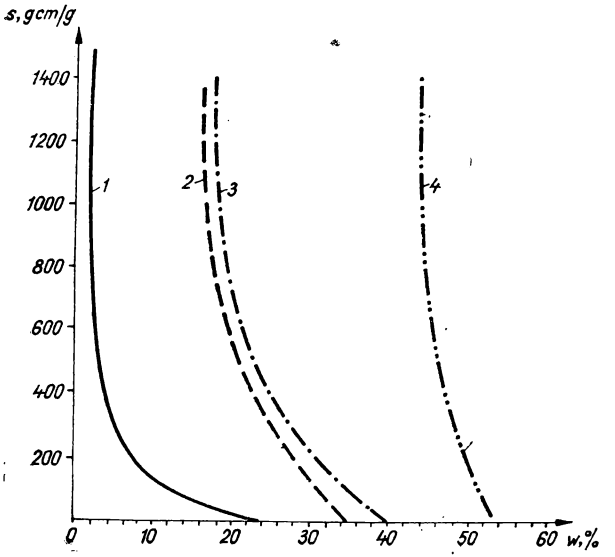


Fig. IV.14. Curbe sucțiune — umiditate ($s.w$) pentru : *1* — nisip fin ; *2* — loess ; *3* — lut ; *4* — argilă grasă.

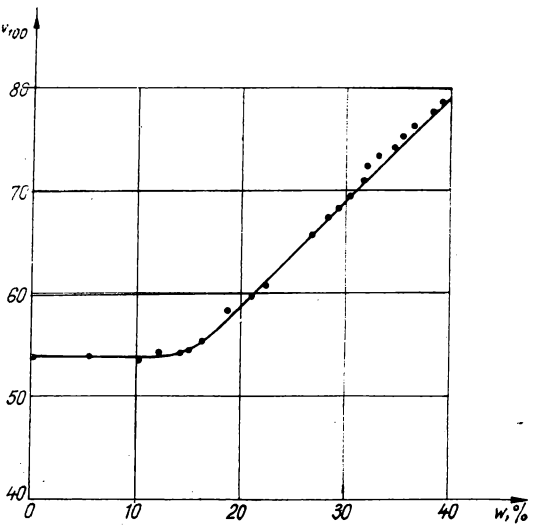


Fig. IV.15. Curbă de contracție.

3.5. MIȘCAREA APEI PRIN PĂMÎNT. PERMEABILITATEA PĂMÎNTURILOR

Prin *permeabilitatea* unui pămînt se înțelege proprietatea pe care o au pămînturile de a lăsa apa să circule prin pori. Apa fiind un lichid vîrscos, viteza de circulație a apei prin pori va depinde în foarte mare măsură de dimensiunile porilor (v. legea lui Poiseuille). Din această cauză, viteza de circulație a apei prin argile este mult mai mică decît viteza de circulație a apei prin nisipuri și pietrișuri.

Dacă se consideră vasul din fig. IV.16 atunci în conformitate cu principiul vaselor comunicante, apa din ramura A va curge spre ramura B tinzîndu-se la echilibrarea nivelurilor de apă din cele două ramuri. Curgerea apei este o consecință a presiunii $\gamma_w h$, dată de diferența h dintre nivelurile piezometrice ale apei din cele două vase. În curgerea ei prin pămînt, fiecare moleculă de apă descrie un drum foarte sinuos (fig. IV.17). Pentru simplificare se recurge la un drum mediu, care indică direcția generală de curgere a apei în ipoteza că nu ar exista particule solide, care poartă denumirea de *linie de curent* (v. dreapta *ab* din fig. IV. 16). Dacă s-ar pune un tub piezometric undeva de-a lungul liniei de curent *ab* se va observa că nivelul apei în tub are o poziție intermediară față de nivelurile apei în ramurile A și B. Rezultă că diferența de presiune $\gamma_w h$ care provoacă mișcarea apei se pierde de-a lungul liniei de curent *ab* de lungime l_0.

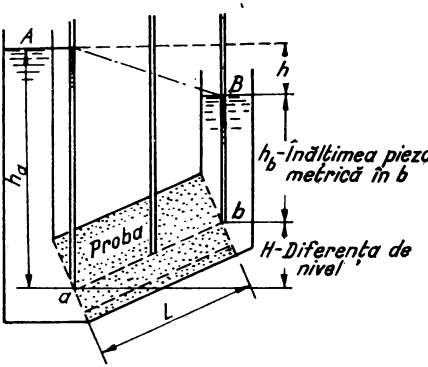


Fig. IV.16. Schema curgerii apei prin pămînt:

h – diferența de nivel piezometric; h înălțimea piezometrică, în b ; H – diferența de nivel.

Raportul $i_p = \dfrac{\gamma_w h}{l}$ se numește gradient de presiune, iar raportul $i = \dfrac{h}{l}$ se numește gradient hidraulic și este un număr fără dimensiune.

Legea de curgere a apei prin pămînturile saturate în regim laminar a fost stabilită de *Darcy* încă în anul 1856:

$$q = Aki = Av_D, \tag{IV.14.a}$$

în care: q este debitul care se scurge prin secțiunea A;

k – coeficientul de permeabilitate:
i – gradientul hidraulic;
v_D – viteza Darcy, adică viteza medie cu care s-ar scurge apa prin întreaga secțiune considerată ca fiind formată numai din goluri.

Coeficientul de permeabilitate apare cu fiind cantitatea de apă care trece în unitatea de timp prin unitatea de suprafață normală pe direcția curentului, cînd curgerea se face sub un gradient unitar. Deoarece gradientul i este fără dimensiuni, coeficientul de per-

meabilitate are dimensiunile unei viteze și se exprimă de obicei în cm/s sau în m/zi (v. tabelul IV.2).

Coeficientul de permeabilitate poate fi determinat atît în laborator cît și pe teren.

Determinarea coeficientului de permabilitate în laborator se poate face în aparate cu nivel fix (fig. IV.18, *a*) sau cu nivel variabil (fig. IV.18, *b*).

Tabelul IV.2

Valorile coeficienților de permeabilitate

Denumirea pămîntului	Coeficientul de permeabilitate	
	cm/s	m/zi
Pietriș curat	$>0{,}10$	>80
Pietriș cu nisip	$0{,}10-0{,}02$	$80-17$
Nisip mare	$0{,}05-0{,}01$	$40-8$
Nisip fin și praf nisipos	$5.10^{-3}-10^{-3}$	$4-0{,}8$
Nisipuri argiloase	$2.10^{-3}-10^{-4}$	$1{,}5-0{,}08$
Prafuri nisipoase îndesate	$5.10^{-4}-10^{-4}$	$0{,}4-0{,}08$
Prafuri	$10^{-4}-10^{-6}$	$10-10^{-1}$
Argile	$<10^{-6}$	$<10^{-3}$

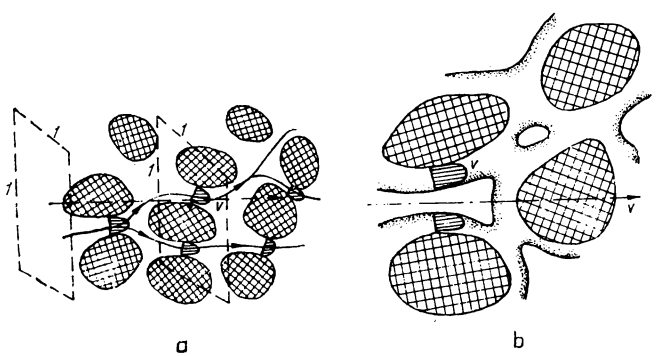


Fig. IV.17. Reprezentarea circulației apei în porii pămînturilor saturate *a* și nesaturate *b*.

În cazul aparatelor din prima categorie (fig. IV. 8,*a*) determinarea coeficientului de permeabilitate se face măsurînd cantitatea de apă Q, care curge într-un timp t sub

un gradient $i = \frac{h}{l}$ printr-o secțiune a probei perpendiculară pe linia de curent avînd aria A:

$$k = \frac{Ql}{hAt}. \qquad \text{(IV.14.b)}$$

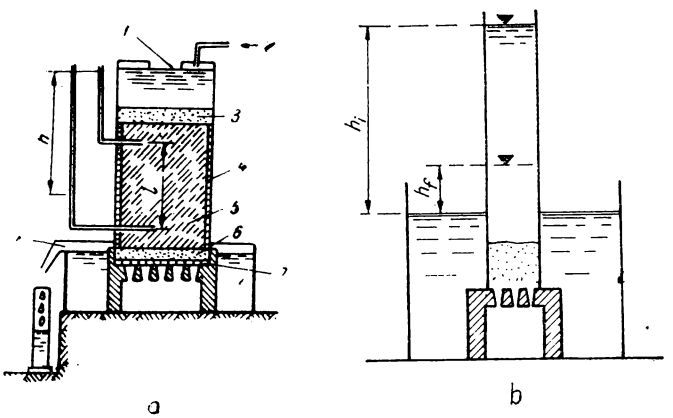


Fig. IV.18. Scheme de principiu ale aparatelor pentru determinarea permeabilității pămînturilor cu nivel fix *a* și cu nivel, variabil *b*:
1 — preaplin; *2* — apă; *3* — nisip; *4* — parafină; *5* — proba; *6* — nisip; *7* — sită.

În cazul aparatelor cu nivel variabil (fig. IV, *b*) se măsoară timpul t necesar pentru a produce denivelarea Δh a apei din tubul aparatului de la nivelul h_i la nivelul h_f:

$$k = \frac{1}{t} \ln \frac{h_i}{h_f} = -\frac{1}{t} \ln \left(1 - \frac{\Delta h}{h_i}\right). \qquad \text{(IV.15)}$$

Rezultatele obținute în laborator sînt însă de multe ori departe de realitate din cauză că datorită dimensiunilor reduse ale probei, nu pot fi modelate în suficientă măsură condițiile naturale. Valorile coeficienților de permeabilitate, obținute prin încercări de pompări de probă pe teren sînt de regulă mai mari, ceea ce este explicabil dacă se are în vedere faptul că pămîntul în zăcămînt natural are unele fisuri și zone mai permeabile prin care apa circulă cu mai mare ușurință sau că antrenarea particulelor fine duce la o creștere a porozității. Tot din aceste cauze, valorile coeficientului variază în limite foarte largi, chiar pentru același pămînt în diferite puncte ale stratului.

Legea de circulație sub forma dată de relația (IV.14) este valabilă pentru curgerea laminară în pămînturile saturate la care forțele de interacțiune între apă și scheletul mineral sînt neglijabile. În cazul pămînturilor cu particule fine se constată că circulația

apei începe numai cînd gradientul hidraulic depășește o anumită valoare i_0 denumită *gradient inițial* (fig.IV.19). În această situație, dacă se admite că între viteza de filtrație v și gradientul hidraulic i există o relație liniară, legea lui Darcy capătă o nouă formă:

$$v = k\,(i - i_0). \tag{IV.16}$$

Existența gradientului inițial poate fi explicată prin faptul că apa din centrul porilor nu este liberă ci este reținută de către forțele de interacțiune dintre apă și scheletul solid al pămînturilor [1].

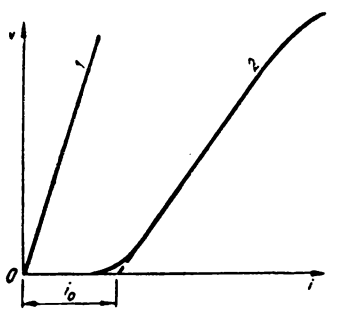


Fig. IV.19. Variația vitezei de urgere v cu gradient hidraulic:
1 — nisip; *2* — argilă.

În ambele expresii ale legii lui Darcy, date mai înainte (IV.14 și IV.16) coeficientul de permeabilitate este considerat o constantă. Dacă pămîntul nu este saturat (fig. IV.17, *b*) legea de circulație a apei are o formă similară cu cea dată de Darcy și a fost formulată de L.A. Richards în anul 1931:

$$v = k_w\, i; \tag{IV.17}$$

dar aici coeficientul de permeabilitate sau *hidroconductivitate* k_w are o valoare care scade mult cu umiditatea (fig. IV.20) și în expresia gradientului intervine și efectul forțelor de reținere (sucțiune), [1].

De altfel, efectul forțelor de reținere asupra circulației apei prin pămînturile nesaturate a fost sesizat de Buckingham care încă în anul 1893 a dat relația:

$$v = k_w \operatorname{grad}(\theta_g + \theta_s) = k_w \operatorname{grad} \theta_{tot}, \tag{IV.18}$$

în care grad θ_{tot} = grad $(\theta_g + \theta_s)$ reprezintă suma vectorială a cîmpului gravitațional și a cîmpului forțelor de reținere.

Atunci cînd gradul de nesaturare este ceva mai mic, efectul forțelor gravitaționale devine neglijabil în raport cu potențialul forțelor de reținere, care guvernează fenomenele de circulație a apei în pămînt. Cum forțele de reținere sînt influențate în mare măsură de temperatură, conținutul de săruri etc., înseamnă că asupra mișcării apei în pămînturile nesaturate acești factori au un rol hotărîtor [1].

4. PROPRIETĂȚILE MECANICE ALE PĂMÎNTURILOR

4.1. COMPRESIBILITATEA PĂMÎNTURILOR

Prin *compresibilitate* se înțelege proprietatea pămîntului de a-și reduce volumul sub încărcare. Compresibilitatea se studiază în laborator cu ajutorul unui aparat numit edometru (fig. IV.21). O încercare în edometru prezintă două caracteristici principale:

— deformația laterală a probei de pămînt este împiedicată de inelul metalic în care se găsește proba;

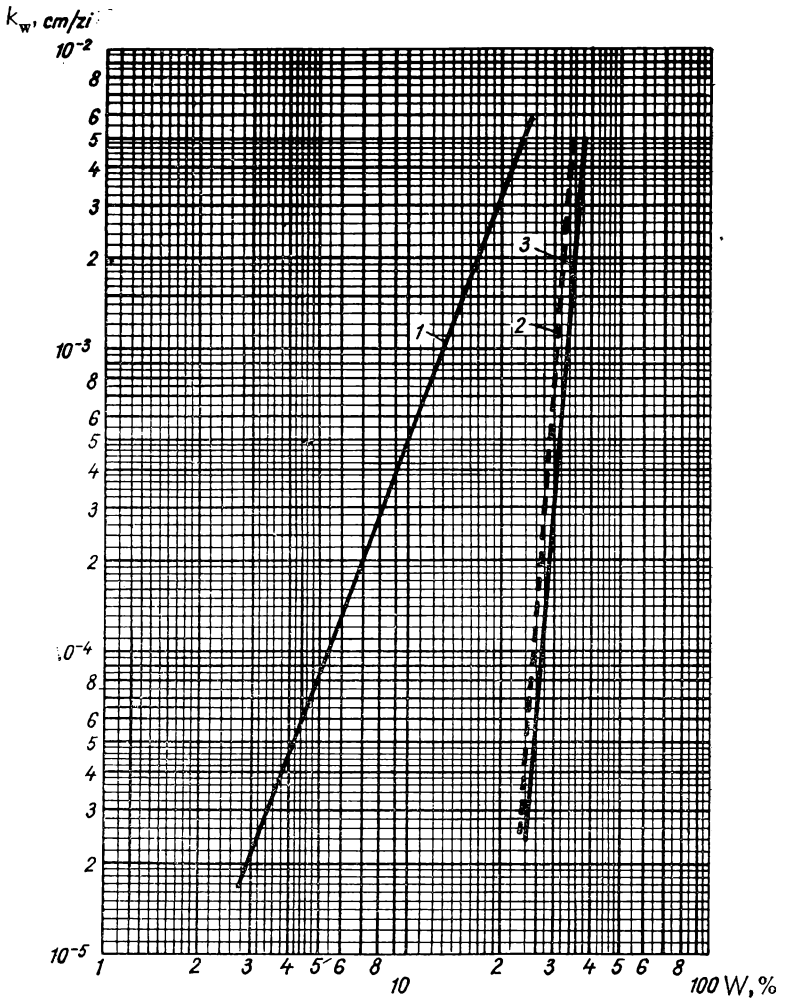


Fig. IV.20. Variația coeficientului de hidroconductivitate k_w cu umiditate w:

1 — nisip fin de Văleni; *2* — loess de Barboși; *3* — lut de București.

— dispozitivul trebuie să permită drenarea apei din probă, în cursul încărcării.

Rezultatele încercării în edometru pot fi reprezentate grafic prin două tipuri de curbe:

— curba de compresiune-tasare (tasarea specifică $\varepsilon = \frac{\Delta h}{h}$ în funcție de presiunea p, fig. IV.22, *a*);

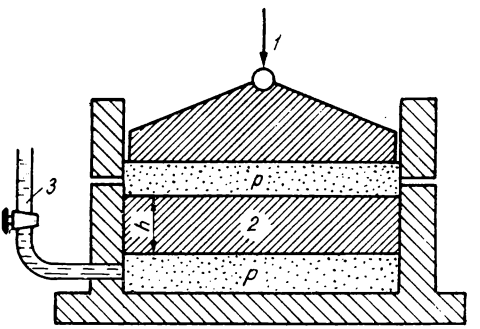


Fig. IV.21. Secțiune prin edometru:
1 — încărcarea; *2* — probă de pământ; *3* — apă.

— curba de compresiune-porozitate (indicele porilor e în funcție de presiunea p, fig. IV.22, *b*).

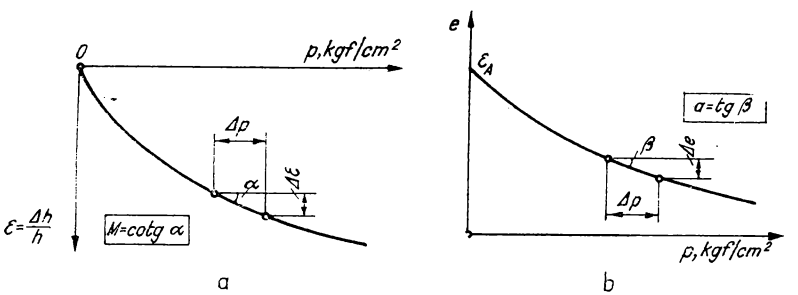


Fig. IV.22. Reprezentarea rezultatelor încercării în edometru:
a — curba de compresiune-tasare; *b* — curba de compresiune-porozitate.

Relația de legătură dintre variația tasării specifice și cea a porozității probei, care permite trecerea de la un sistem de reprezentare la celălalt este:

$$\frac{\Delta h}{h_i} = \frac{\Delta e}{1 + e_0}. \qquad \text{(IV.19)}$$

Indicii geotehnici ai deformabilității pămînturilor. În prima fază a procesului de deformare sub încărcare, ca urmare a proporționalității între tasare și încărcare, pămîntul poate fi considerat ca un mediu liniar — deformabil, care ascultă de legile teoriei elasticității. Relația cea mai generală dintre eforturi și deformațiile acestui mediu, în cazul solicitării pe toate cele trei direcții, va fi identică cu legea lui Hooke generalizată:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)];$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]; \qquad \text{(IV.20)}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x)],$$

în care: E este modulul de deformație liniară al pămîntului;

$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$ — componentele pe cele trei direcții ale deformației specifice:

$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$ — componentele pe cele trei direcții ale efortului normal;

ν — coeficientul lui Poisson.

Modulul de deformație liniară al pămîntului se deosebește de modulul de elasticitate al unui corp elastic deoarece el nu caracterizează numai deformațiile elastice (reversibile) ci și pe cele remanente (ireversibile).

În condițiile deformațiilor laterale împiedicate, specifice edometrului, se poate scrie:

$$\varepsilon_z = \frac{\Delta h}{h};\ \varepsilon_x = \varepsilon_y = 0;$$

$$\sigma_z = p;\ \sigma_x = \sigma_y = q.$$

Prin înlocuiri în ultima din relațiile (IV.20) se obține:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{1}{E}(p - 2\nu q). \qquad \text{(IV.21)}$$

Prima relație (IV.20) devine:

$$0 = q - \nu(p + q);$$

$$q = p\frac{\nu}{1-\nu} = pK_0; \qquad \text{(IV.22)}$$

$K_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$; K_0 — reprezintă coeficientul de împingere laterală în stare de repaus.

Înlocuind expresia lui q din relația (IV.22) în relația (IV.21) se obține:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{p}{E}\left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) = \frac{p}{E}\beta, \tag{IV.23}$$

unde:

$$\beta = \frac{1 - \nu - 2\nu^2}{1 - \nu}.$$

Din curba de compresiune — tasare (fig. IV.22,*a*) se poate deduce:

$$M = \operatorname{ctg}\alpha = \frac{\Delta p}{\Delta \varepsilon}, \tag{IV.24}$$

unde M este modulul de deformație edometric. Relația dintre M și E se obține comparînd expresiile (IV.23) și (IV.24): $E = \beta M$.

Din curba de compresiune — porozitate (fig. IV. 22, *b*) se poate deduce:

$$a = \operatorname{tg}\beta = \frac{\Delta e}{\Delta p}, \tag{IV.25}$$

unde a, în cm²/kgf este coeficientul de compresibilitate. Relația dintre a și E se obține astfel:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{a}{1 + e_0} p = m_v p; \tag{IV.26}$$

m_v este coeficientul de compresibilitate de volum care reprezintă variația unității de volum pentru creșterea presiunii egală cu unitatea, sau tasarea specifică pentru o creștere a presiunii egală cu unitatea.

Egalînd relația (IV. 26) cu (IV. 23) se obține:

$$E = \frac{1 + e_0}{a}\beta.$$

Produsul $(1 + e_0)\,\beta$ poate fi considerat în mod aproximativ egal cu 1.

Rezultă:

$$E = \frac{1}{a}. \tag{IV.27}$$

Valorile lui $\varepsilon = \dfrac{\Delta h}{h}$ și a caracterizează compresibilitatea pămînturilor. Astfel, pentru $a < 0{,}01$ compresibilitatea este redusă pentru $0{,}01 < a < 0{,}05$ compresibilitatea este medie, iar pentru $a > 0{,}05$ compresibilitatea este mare.

Pentru clasificarea pămînturilor după compresibilitate se folosesc valorile tasării specifice $\dfrac{\Delta h}{h}$ corespunzătoare unei presiuni de 2 kgf/cm².

Din acest punct de vedere pămînturile (tabelele IV.3, IV.4 și IV.5) pot fi clasificate ca fiind:

— foarte compresibile dacă $\left(\dfrac{\Delta h}{h}\right)_{p2} > 10\%$;

Tabelul IV.3

Valorile coeficienților ν, K_0 și β

Denumirea pămîntului	ν	K_0	β
Nisipuri	0,28	0,40	0,76
Nisipuri prăfoase, nisipuri argiloase	0,31	1,45	0,72
Prafuri argiloase, prafuri nisipoase, argile prăfoase	0,37	0,60	0,57
Argile	0,41	0,70	0,43

Tabelul IV.4

Valorile orientative ale modulului de deformație liniară E

Denumirea pămînturilor	Indicele porilor e					
	0,41–0,50	0,51–0,60	0,61–0,70	0,71–0,80	0,81–0,95	0,96–1,10
	Modulul de deformație liniară E, kgf/cm^2					
Pămînturi necoezive						
Pietrișuri și nisipuri mari	500	400	300	—	—	—
Nisipuri medii	500	400	300	—	—	—
Nisipuri fine	480	380	280	180	—	—
Nisipuri prăfoase	390	280	180	110	—	—
Pămînturi coezive						
$9{,}5 \leqslant w_p \leqslant 12{,}4$	230	160	130	—	—	—
$12{,}5 \leqslant w_p \leqslant 15{,}4$	350	210	150	120	—	—
$15{,}5 \leqslant w_p \leqslant 18{,}4$	—	300	190	130	100	80
$18{,}5 \leqslant w_p \leqslant 22{,}4$	—	—	300	180	130	90
$22{,}5 \leqslant w_p \leqslant 26{,}4$	—	—	—	260	160	110
$26{,}5 \leqslant w_p \leqslant 30{,}4$	—	—	—	—	220	140

[1] w_p = limita inferioară de plasticitate.

Tabelul IV.5

Valorile orientative ale modulului de deformație E pentru pământuri loessoide argiloase

Denumirea pământului	Umiditatea naturală w, %	Porozitatea naturală n, %	E, kgf/cm²
Argile nisipoase	10—17	47—48	225—320
Argile prăfoase și prafuri argiloase	6—8	46—48	220—280
	8—14	47—49	190—220
	12—18	43—45	100—400
	22—25	40—45	100—240
	22—25	45—48	80—150
	25—30	40—45	70—130
	25—30	45—48	45— 95

— compresibile dacă $\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{p2} = (1 \ldots 10)\%$;

— puțin compresibile dacă $\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{p2} (0{,}1 \ldots 1)\%$;

— practic incompresibile dacă $\left(\frac{\Delta h}{h}\right)_{p2} < 0{,}1\%$

4.2. REZISTENȚA LA TĂIERE A PĂMÎNTURILOR

4.2.1. **Condiția de rupere la pământuri.** Condiția de rupere (de plasticitate) la pământuri se exprimă prin relația fundamentală stabilită de Coulomb:

$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \Phi + c, \tag{IV.28}$$

în care: τ este efortul tangențial;
σ — efortul normal;
Φ — unghiul de frecare interioară;
c — coeziunea pământului.

Relația (IV.28) reprezintă o dreaptă denumită *dreapta intrinsecă* a pământului sau dreapta lui Coulomb.

Dacă pentru reprezentarea stării de eforturi într-un punct din interiorul masivului de pământ se folosește cercul lui Mohr, criteriul de plasticitate se poate exprima și sub

altă formă care rezultă din condiția de tangență a cercului eforturilor la dreapta intrinsecă. În cazul cel mai general, al pămînturilor care au atît frecare interioară cît și coeziune, acest criteriu se exprimă :

$$\sin \Phi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \operatorname{cotg} \Phi} \tag{IV.29}$$

sau, dacă în locul eforturilor principale σ_1 și σ_3 se cunosc eforturile σ_x, σ_y și τ_{xy} :

$$\sin^2 \Phi = \frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\,\tau_{xy}^2}{(\sigma_y + \sigma_y + 2c \operatorname{cotg} \Phi)^2}. \tag{IV.30}$$

Criteriul de plasticitate sub forma IV.29 sau IV.30 este cunoscut sub numele de criteriul Mohr — Rankine.

După transformări trigonometrice elementare, relația (IV.29) poate fi pusă sub forma:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45° - \frac{\Phi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg} \left(45° - \frac{\Phi}{2}\right).$$

În fig. IV.23 este reprezentată grafic condiția de rupere pentru cele trei situații posibile :

— pămînt cu frecare interioară și coeziune (fig. 23, *a*),

— pămînt fără frecare interioară (fig. 23, *b*) și

— pămînt fără coeziune (fig. 23, *c*).

4.2.2. **Determinarea rezistenței la tăiere a pămînturilor.** Determinarea rezistenței la tăiere în laborator se face prin trei metode :

a) *Tăiere directă.* Se utilizează aparatul de tăiere directă (aparat de tăiere cu plan obligat, fig. IV.24).

b) *Comprimare monoaxială* (comprimare cu deformare laterală liberă) al cărui principiu este ilustrat în fig. IV.25, *a*, *b*.

c) *Comprimare triaxială.* Principiul încercării triaxiale este ilustrat în fig. IV.26, iar în fig. IV.27 este prezentată o secțiune prin celula unui aparat triaxial.

În fig. IV. 28 sînt reprezentate schemele de solicitare și cercurile eforturilor caracteristice pentru patru încercări de laborator geotehnic : încercare în edometru (fig. IV.28, *a*), tăierea directă (fig. IV. 28,*b*), comprimarea monoaxială (fig. IV.28, *c*) și comprimarea triaxială (fig. IV. 28,*d*).

Determinarea pe teren a rezistenței la tăiere se face cu aparatul de tăiere cu palete (vane-borer, fig. IV. 29,*a*). Aparatul constă dintr-o tijă care se introduce în teren și care are la partea inferioară patru palete așezate în cruce (fig. IV.29, *b*). Se imprimă tijei de la suprafață o mișcare de rotație pînă la ruperea terenului după cilindrul generat de marginile paletelor înregistrîndu-se cu un dinamometru momentul de torsiune M_t necesar. Rezistența tangențială τ_f, care trebuie învinsă pe suprafața laterală și pe capetele cilindrului de pămînt de înălțime h și diametru d se calculează cu relația :

$$\tau_f = \frac{M_t}{\pi \left(\frac{hd^2}{2} + \frac{d^3}{6}\right)}. \tag{IV.31}$$

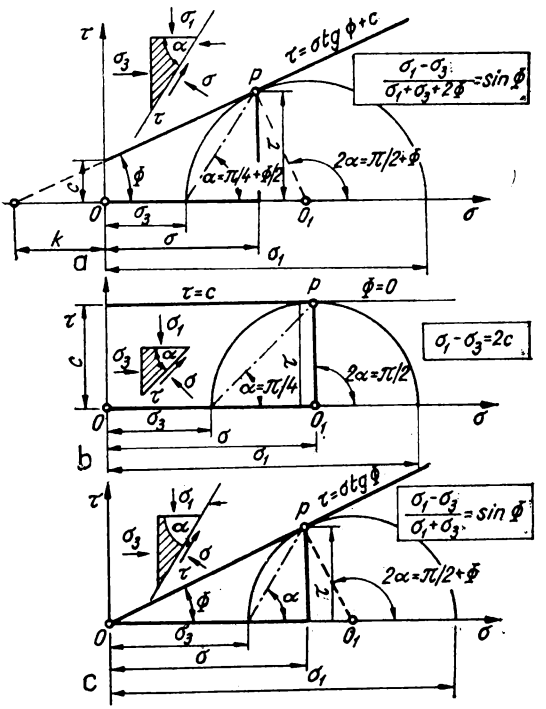


Fig. IV.23. Condiția de echilibru limită.

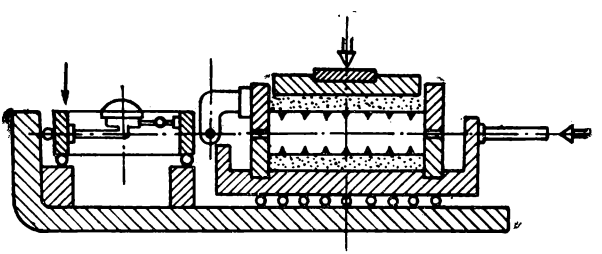


Fig. IV.24. Secțiune prin aparatul de tăiere directă.

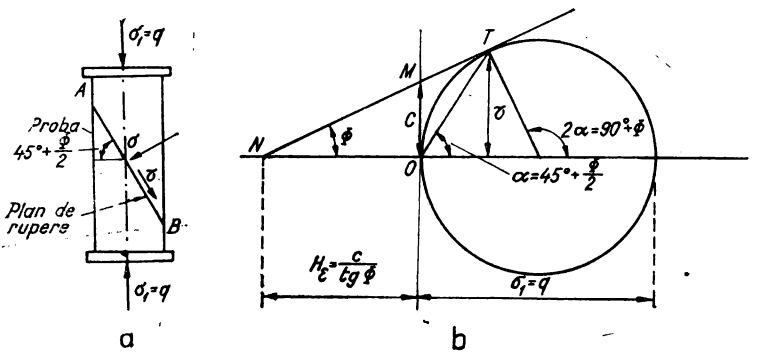


Fig. IV.25. **Principiul compresiunii monoaxiale.**

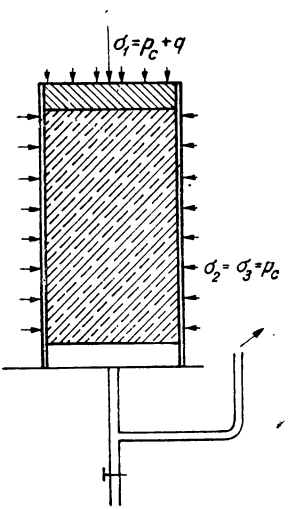


Fig. IV.26. Principiul încercării de compresiune triaxială.

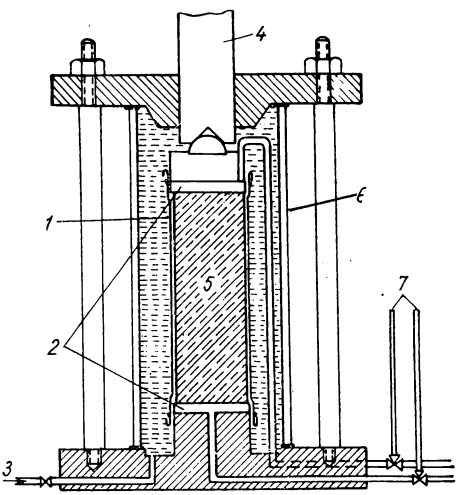


Fig. IV.27. Secţiune transversală prin celula unui aparat de compresiune triaxială:

1 — membrană de cauciuc; *2* — plăci poroase; *3* — conducta de intrare a lichidului; *4* — tija pistonului; *5* — proba; *6* — peretele transparent al celulei; *7* — manometru.

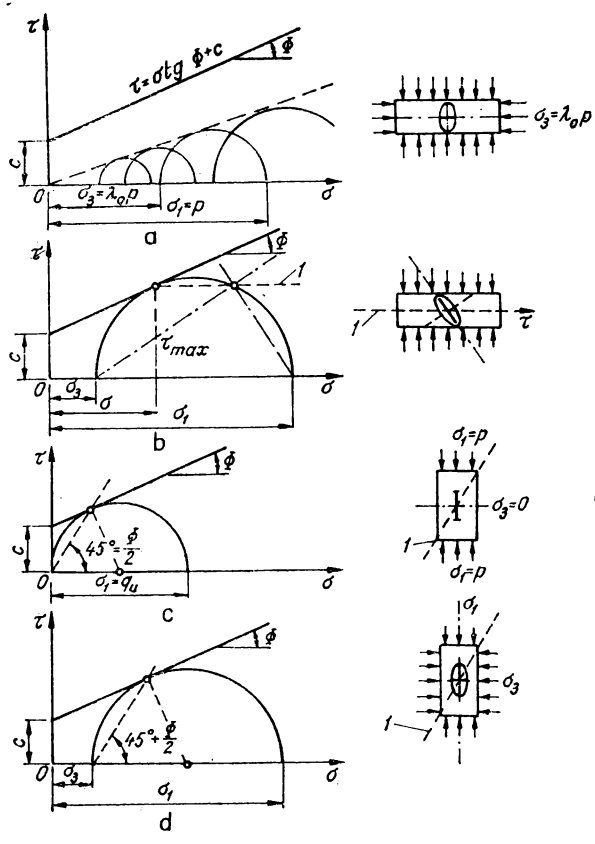


Fig. IV.28. Schemele încercărilor de laborator pentru determinarea proprietăţilor mecanice ale pământurilor.

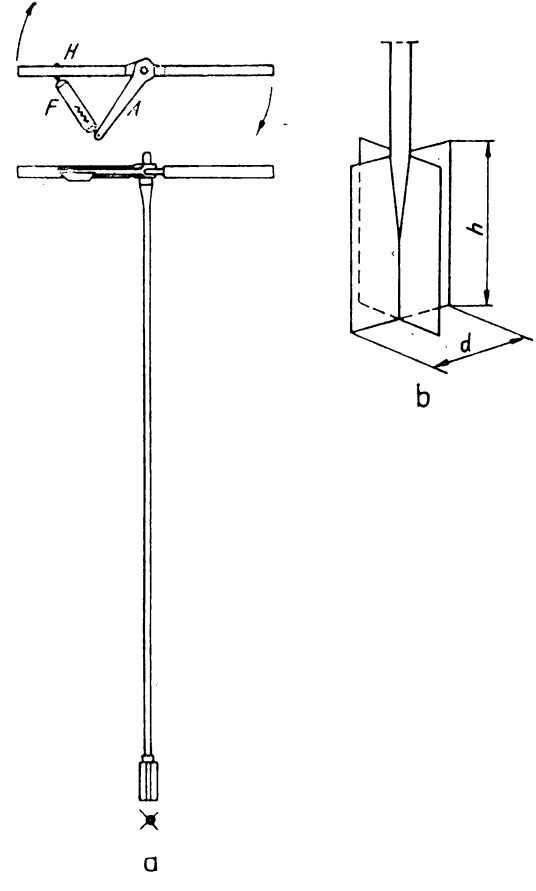


Fig. IV.29. Schema aparatului de tăiere cu palete.

Metoda se folosește pentru pămînturile argiloase noi. Admițînd că pămîntul este pur coeziv $\Phi = 0$ și $\tau_f = c$.

4.2.3. **Metodica determinării în laborator a rezistenței la tăiere.** *Efortul normal* care acționează într-un punct din interiorul masivului de pămînt saturat este preluat atît de scheletul solid cît și de apa din pori. Partea de efort preluată de scheletul mineral se numește efort efectiv și se notează cu σ', iar partea de efort care se transmite apei din pori se numește efort sau presiune neutră și se notează cu u. În cazul cel mai general:

$$\sigma = \sigma' + u. \tag{IV.31}$$

În primul moment al procesului de consolidare al unui pămînt saturat întregul efort este preluat de apa din pori ($\sigma' = 0$; $\sigma = u$) pe cînd la terminarea procesului de consolidare, întregul efort este preluat de scheletul mineral ($u = 0$; $\sigma' = \sigma$).

Rezultatele încercărilor pentru determinarea rezistenței la tăiere sînt sensibil influențate de condițiile în care are loc încercarea cu sau fără posibilități de drenare a apei din porii probei în cursul încercării. Din acest punct de vedere se disting trei metode principale de efectuare a încercărilor pentru determinarea rezistenței la tăiere:

a) *Încercări rapide pe probe nedrenate* (în aparatul triaxial, după ce proba este supusă presiunii hidrostatice, se aplică imediat încărcarea verticală suplimentară de rupere, astfel că apa nu se poate evacua din probă).

b) *Încercări rapide pe probe consolidate sau încercări consolidate — nedrenate* (proba este lăsată să se consolideze sub efectul presiunii hidrostatice; la aplicarea încărcării verticale suplimentare de rupere drenarea probei este împiedicată).

c) *Încercări lente pe probe consolidate sau încercări drenate* (drenarea apei este permisă atît sub acțiunea eforturilor normale cît și sub acțiunea celor orizontale; încărcările se aplică în trepte mici, așteptîndu-se consolidarea sub fiecare treaptă).

Încercările în aparatul triaxial se pot face după oricare din cele trei metode. În aparatul cu tăiere directă se efectuează în mod obișnuit încercări drenate; la argilele foarte grase, care cedează greu apa, se pot efectua în aparatul de tăiere directă și încercări rapide nedrenate. Cu aparatul monoaxial precum și cu dispozitivul cu palete se efectuează încercări rapide nedrenate.

Adoptarea uneia sau alteia dintre metodele arătate se face în funcție de corespondența care se stabilește cu modul în care se produce mobilizarea rezistenței la tăiere a pămîntului, în condițiile reale ale lucrării. Pentru a se cunoaște pe ce cale au fost obținuți parametrii Φ și c ai dreptei intrinseci, ei sînt notați cu un simbol care definește metoda, astfel:

— încercări rapide nedrenate: Φ_u, c_u;

— încercări consolidate nedrenate: Φ_{cu}, c_{cu}, Φ'_{cu}, c'_{cu};

— încercări drenate: $\Phi_d = \Phi'_d$; $c_d = c'_d$.

Parametrii notați cu $'$ (prim) se referă la eforturile efective iar ceilalți la eforturile totale.

4.2.4. **Rezistența la tăiere a nisipurilor.** Rezistența la tăiere a nisipurilor depinde de o serie de factori: forma și mărimea particulelor, gradul de uniformitate, gradul de îndesare. Se poate utiliza următoarea formulă empirică, pentru determinarea unghiului de frecare interioară al nisipurilor și pietrișurilor (tabelul IV.6):

$$\Phi = 36° + \Phi_1 + \Phi_2 + \Phi_3 + \Phi_4, \tag{IV.32}$$

în care: Φ_1, Φ_2 Φ_3 Φ_4 sînt corecții care depind de:

— forma particulelor:
$\Phi_1 =$ 1° pentru particule colțuroase;
$\Phi_1 =$ 0° pentru particule puțin colțuroase;
$\Phi_1 = -$ 3° pentru particule rotunjite;
$\Phi_1 = -$ 5° pentru particule foarte rotunjite;

— mărimea particulelor:
$\Phi_2 =$ 0° pentru nisip;
$\Phi_2 = +$ 1° pentru pietriș mărunt;
$\Phi_2 = +$ 2° pentru pietriș mijlociu și mare;

— uniformitatea particulelor:
$\Phi_3 = -$ 3° pentru nisip (pietriș) uniform;
$\Phi_3 =$ 0° pentru nisip (pietriș) de uniformitate medie;
$\Phi_3 = +$ 3° pentru nisip (pietriș) neuniform;

— gradul de îndesare:
$\Phi_4 = -$ 6° pentru pămînturi afînate;
$\Phi_4 =$ 0° pentru îndesare medie;
$\Phi_4 = +$ 6° pentru pămînturi îndesate.

4.2.5. **Rezistența la tăiere a argilelor.** Rezistența la tăiere a argilelor, spre deosebire de cea a nisipurilor, depinde în măsură hotărîtoare de umiditatea pămîntului. Rezistența la tăiere a unuia și a aceluiași pămînt poate fi exprimată prin diferite valori ale parametrilor Φ și c după cum variază starea naturală (consistența) pămîntului și după condițiile în care se face încercarea (v. § 4.2.3). De aceea, valorile din tabelul IV.7 au o valoare orientativă și pot servi doar pentru calcule preliminare și informative.

Tabelul IV.6

Valorile orientative ale parametrilor Φ, în grade și c, în kgf/cm² [25] pentru pămînturi necoezive

Denumirea pămînturilor	Indicele porilor e					
	0,41—0,50		0,51—0,60		0,61—0,70	
	Φ	c	Φ	c	Φ	c
Pietrișuri și nisipuri mari	43	0,02	40	0,01	38	—
Nisipuri medii	40	0,03	38	0,02	35	0,01
Nisipuri fine	38	0,06	36	0,04	32	0,02
Nisipuri prăfoase	36	0,08	34	0,06	30	0,04

Tabelul IV.7

Valori orientative ale parametrilor, Φ, în grade şi *c*, în kgf/cm², pentru pămînturi coezive [25]

Limita inferioară de plasticitate w_p	Indicele porilor *e*											
	0,41–0,50		0,51–0,60		0,61–0,70		0,71–0,80		0,81,–0,95		0,96–1,10	
	Φ	*c*	Φ	*c*	Φ	*c*	Φ	*c*	Φ	*c*	Φ	*c*
$9,5 \leqslant w_p \leqslant 12,4$	25	0,12	24	0,08	23	0,06	—	—	—	—	—	—
$2,5 \leqslant w_p \leqslant 15,4$	24	0,42	23	0,21	22	0,14	21	0,07	—	—	—	—
$15,5 \leqslant w_p \leqslant 18,4$	—	—	22	0,50	21	0,25	20	0,19	19	0,11	18	0,08
$18,5 \leqslant w_p \leqslant 22,4$	—	—	—	—	20	0,68	19	0,34	18	0,28	17	0,19
$22,5 \leqslant w_p \leqslant 26,4$	—	—	—	—	—	—	18	0,82	17	0,41	16	0,36
$26,5 \leqslant w_p \leqslant 30,4$	—	—	—	—	—	—	—	—	16	0,94	15	0,47

5. STAREA DE TENSIUNE ŞI DEFORMARE A MASIVELOR DE PĂMÎNT

5.1. REPARTIZAREA EFORTURILOR ÎN PĂMÎNT

5.1.1. **Generalităţi.** Pentru determinarea repartizării eforturilor în interiorul masivelor de pămînt se utilizează de obicei ecuaţiile teoriei elasticităţii. Ipoteza de bază de la care se pleacă este aceea a relaţiei lineare între eforturi şi deformaţii. De aceea, pentru a putea folosi formulele care vor fi expuse în continuare este necesar ca încărcările aplicate masivului de pămînt să nu depăşească o anumită limită, dincolo de care în interiorul masivului se produc zone de deformaţii plastice atît de dezvoltate încît aplicarea relaţiei liniare între eforturi şi deformaţii pentru precizarea stării de eforturi ar conduce la erori însemnate (un criteriu pentru stabilirea acestei limite va fi expus la pct. 6.1.1.1). Pe de altă parte, se consideră că eforturile şi deformaţiile produse de încărcările exterioare s-au stabilizat, cu alte cuvinte încărcările sînt preluate în totalitatea lor de scheletul mineral al pămîntului.

Starea de eforturi într-un punct oarecare al masivului este caracterizată prin componentele eforturilor în lungul axelor sistemului de coordonate adoptat. În fig. IV.30

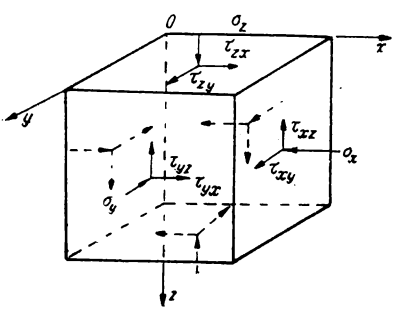


Fig. IV.30. Cubul unitar.

este reprezentat într-un sistem cartezian de coordonate un volum elementar desprins din masivul de pământ, pe fețele căruia acționează următoarele componente ale eforturilor (sensurile indicate pe figură se admit a fi cele pozitive):

σ_z — efort normal vertical;

σ_x — efort normal orizontal acționînd în lungul axei x;

σ_y — efort normal orizontal acționînd în lungul axei y;

τ_{zx} și τ_{xz}; τ_{xy} și τ_{yx}; τ_{yz} și τ_{zy} perechi de eforturi tangențiale.

Întrucît pentru majoritatea problemelor practice prezintă interes valoarea lui σ_z, în cele ce urmează vor fi date pentru diferite cazuri de încărcare, formule și tabele pentru calculul efortului normal vertical σ_z. Expresiile pentru celelalte componente pot fi găsite în lucrările de specialitate [7, 12, 13, 18, 26, 48, 50 și 51].

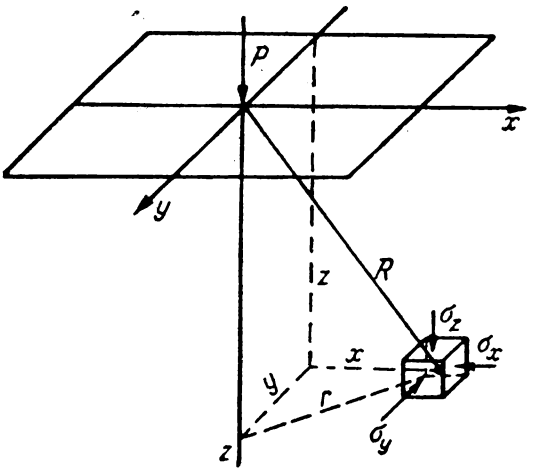


Fig. IV.31. Cazul forței concentrate verticale.

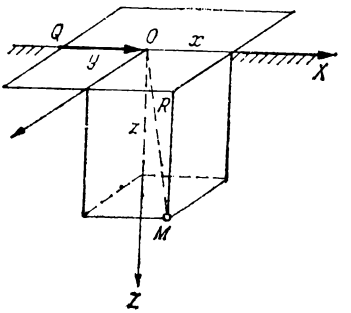


Fig. IV.32. Cazul forței concentrate orizontale.

5.1.2. **Repartizarea eforturilor în pământ în cazul problemei spațiale.** 5.1.2.1. *Forță concentrată verticală P aplicată la suprafața semispațiului liniar-deformabil* (fig.IV.31):

$$\sigma_z = K\frac{P}{z^2}, \tag{IV.33}$$

unde:

$$K = \frac{3}{2\pi}\frac{1}{\left[1+\left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}.$$

5.1.2.2. *Forţă concentrată orizontală Q, aplicată la suprafaţa semispaţiului liniar-deformabil* (fig. IV.32):

$$\sigma_z = \frac{3\,Q}{2\,\pi\,R^5}\,x\,z^2, \tag{IV.34}$$

unde: $R = (x^2 + y^2 + z^2)^{1/2}$.

5.1.2.3. *Încărcarea verticală uniform repartizată pe o suprafaţă dreptunghiulară* (fig. IV. 33). Eforturile normale verticale în punctele situate pe verticala centrului suprafeţei de încărcare se determină cu formula:

$$\sigma_{z0} = K_0\,p, \tag{IV.35}$$

unde K_0 este un coeficient adimensional dat în tabelul IV.8 în funcţie de raporturile $\beta = \frac{z}{b}$ şi $\alpha = \frac{l}{b}$.

Eforturile normale verticale în puncte situate pe verticala unuia din colţurile suprafeţei de încărcare (fig. IV. 34) se determină cu formula:

$$\sigma_{zc} = K_c\,p, \tag{IV.36}$$

unde K_c este un coeficient adimensional dat în tabelul IV.9 în funcţie de rapoartele $\beta = \frac{z}{b}$ şi $\alpha = \frac{l}{b}$.

Cu ajutorul relaţiei (IV.36) şi al tabelului IV.9 se pot calcula eforturile normale verticale produse de încărcarea uniform repartizată pe o suprafaţă

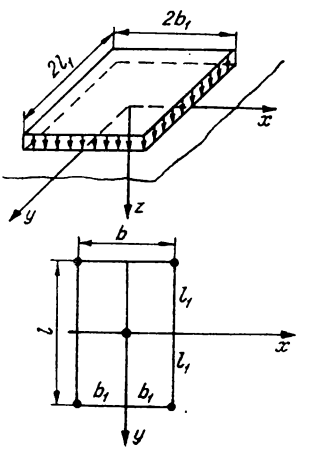


Fig. IV.33. Cazul încărcării uniform distribuite pe o suprafaţă dreptunghiulară.

Tabelul IV.8

Valorile coeficientului K_0 din relaţia (IV. 35)

$\beta = \frac{z}{b}$	$\alpha = \frac{l}{b}$							
	1,0	1,5	2,0	3,0	6,0	10,0	20,0	> 20,0
0,25	0,898	0,904	0,908	0,912	0,934	0,940	0,960	0,960
0,50	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,820	0,820
1,00	0,386	0,428	0,470	0,500	0,518	0,522	0,549	0,550
1,50	0,194	0,257	0,288	0,348	0,360	0,373	0,397	0,400
2,00	0,114	0,157	0,188	0,240	0,268	0,279	0,308	0,310
3,00	0,058	0,076	0,108	0,147	0,180	0,188	0,209	0,210
5,00	0,008	0,025	0,040	0,076	0,096	0,106	0,129	0,130

Tabelul IV. 9

Valorile coeficientului K_c din relația (IV. 36)

$\beta = \frac{z}{b}$	$\alpha = \frac{l}{b}$										
	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2486	0,2489	0,2490	0,2491	0,2491	0,2491	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2401	0,2420	0,2429	0,2434	0,2437	0,2439	0,2440	0,2441	0,2442	0,2442	0,2442
0,6	0,2229	0,2275	0,2300	0,2315	0,2329	0,2324	0,2333	0,2335	0,2337	0,2338	0,2339
0,8	0,1999	0,2075	0,2120	0,2147	0,2165	0,2176	0,2183	0,2188	0,2192	0,2194	0,2196
1,0	0,1752	0,1851	0,1911	0,1955	0,1981	0,1999	0,2012	0,2020	0,2026	0,2031	0,2034
1,2	0,1516	0,1626	0,1705	0,1758	0,1793	0,1818	0,1836	0,1849	0,1858	0,1865	0,1870
1,4	0,1308	0,1423	0,1508	0,1569	0,1613	0,1644	0,1667	0,1685	0,1696	0,1705	0,1712
1,6	0,1123	0,1241	0,1329	0,1396	0,1445	0,1482	0,1509	0,1530	0,1545	0,1557	0,1567
1,8	0,0969	0,1083	0,1172	0,1241	0,1294	0,1334	0,1365	0,1389	0,1408	0,1423	0,1434
2,1	0,0840	0,0947	0,1034	0,1103	0,1158	0,1202	0,1236	0,1263	0,1284	0,1300	0,1314
2,2	0,0732	0,0832	0,0917	0,0984	0,1039	0,1120	0,1120	0,1149	0,1172	0,1191	0,1205
2,4	0,0642	0,0734	0,0813	0,0879	0,0934	0,0979	0,1016	0,1047	0,1071	0,1092	0,1108
2,6	0,0566	0,0651	0,0725	0,0788	0,0842	0,0887	0,0924	0,0955	0,0981	0,1003	0,1020
2,8	0,0502	0,0580	0,0649	0,0709	0,0761	0,0805	0,0842	0,0875	0,0900	0,0923	0,0942
3,0	0,0447	0,0519	0,0583	0,0640	0,0690	0,0732	0,0796	0,0801	0,0828	0,0851	0,0880
3,2	0,0401	0,0467	0,0526	0,0580	0,0627	0,0668	0,0704	0,0735	0,0762	0,0786	0,0806
3,4	0,0361	0,0421	0,0477	0,0527	0,0571	0,0611	0,0646	0,0677	0,0704	0,0727	0,0747
3,6	0,0326	0,0382	0,0433	0,0480	0,0523	0,0561	0,0594	0,0624	0,0651	0,0674	0,0694
3,8	0,0296	0,0348	0,0395	0,0439	0,0479	0,0516	0,0548	0,0577	0,0603	0,0626	0,0646

$\beta = \frac{z}{b}$	$\alpha = \frac{l}{b}$										
	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
4,0	0,0270	0,0318	0,0362	0,0403	0,0441	0,0474	0,0507	0,0535	0,0560	0,0588	0,0603
4,2	0,0247	0,0291	0,0333	0,0371	0,0407	0,0439	0,0469	0,0496	0,0521	0,0543	0,0563
4,4	0,0227	0,0268	0,0306	0,0343	0,0376	0,0407	0,0436	0,0462	0,0485	0,0507	0,0527
4,6	0,0209	0,0247	0,0283	0,0317	0,0348	0,0378	0,0405	0,0430	0,0453	0,0474	0,0493
4,8	0,0193	0,0229	0,0262	0,0294	0,0324	0,0352	0,0378	0,0402	0,0424	0,0444	0,0463
5,0	0,0179	0,0212	0,0243	0,0274	0,0302	0,0328	0,0353	0,0376	0,0397	0,0417	0,0435
6,0	0,0127	0,0151	0,0174	0,0196	0,0218	0,0238	0,0257	0,0276	0,0293	0,0310	0,0325
7,0	0,0094	0,0112	0,0130	0,0147	0,0164	0,0180	0,0195	0,0210	0,0224	0,0238	0,0251
8,0	0,0073	0,0087	0,0101	0,0114	0,0127	0,0140	0,0153	0,0165	0,0176	0,0187	0,0198
9,0	0,0058	0,0069	0,0080	0,0091	0,0102	0,0112	0,0122	0,0132	0,0142	0,0152	0,0161
10,0	0,0047	0,0056	0,0065	0,0074	0,0083	0,0092	0,0100	0,0109	0,0117	0,0125	0,0132

Tabelul IV. 9 (continuare)

$\beta = \frac{z}{b}$	$\alpha = \frac{l}{b}$										
	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,2340	0,2340	0,2341	0,2341	0,2341	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342	0,2342
0,8	0,2198	0,2199	0,2199	0,2200	0,2200	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202	0,2202
1,0	0,2037	0,2039	0,2040	0,2041	0,2042	0,2044	0,2045	0,2045	0,2046	0,2046	0,2046
1,2	0,1873	0,1876	0,1878	0,1880	0,1882	0,1885	0,1887	0,1888	0,1888	0,1888	0,1888
1,4	0,1718	0,1722	0,1725	0,1728	0,1730	0,1735	0,1738	0,1739	0,1739	0,1739	0,1740
1,6	0,1574	0,1580	0,1584	0,1587	0,1590	0,1598	0,1601	0,1602	0,1603	0,1604	0,1604
1,8	0,1443	0,1450	0,1455	0,1460	0,1463	0,1474	0,1478	0,1480	0,1481	0,1482	0,1482
2,0	0,1324	0,1332	0,1339	0,1345	0,1350	0,1363	0,1368	0,1371	0,1372	0,1373	0,1374
2,2	0,1218	0,1227	0,1235	0,1242	0,1248	0,1264	0,1271	0,1274	0,1276	0,1277	0,1277
2,4	0,1122	0,1133	0,1142	0,1150	0,1156	0,1175	0,1184	0,1188	0,1190	0,1191	0,1192
2,6	0,1035	0,1047	0,1058	0,1066	0,1073	0,1095	0,1106	0,1111	0,1113	0,1115	0,1116
2,8	0,0957	0,0970	0,0982	0,0991	0,0999	0,1024	0,1036	0,1041	0,1045	0,1047	0,1048
3,0	0,0887	0,0901	0,0913	0,0923	0,0931	0,0959	0,0973	0,0980	0,0983	0,0986	0,0987

$\beta = \frac{z}{b}$	$\beta = \frac{l}{b}$										
	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
3,2	0,0823	0,0838	0,0850	0,0861	0,0870	0,0900	0,0916	0,0923	0,0928	0,0930	0,0933
3,4	0,0765	0,0780	0,0793	0,0804	0,0814	0,0847	0,0864	0,0873	0,0877	0,0880	0,0882
3,6	0,0712	0,0728	0,0741	0,0753	0,0763	0,0799	0,0816	0,0826	0,0832	0,0835	0,0837
3,8	0,0664	0,0680	0,0694	0,0706	0,0717	0,0753	0,0773	0,0784	0,0790	0,0794	0,0796
4,0	0,0620	0,0636	0,0650	0,0663	0,0674	0,0712	0,0733	0,0745	0,0752	0,0756	0,0758
4,2	0,0581	0,0596	0,0610	0,0623	0,0634	0,0674	0,0696	0,0709	0,0716	0,0721	0,0724
4,4	0,0544	0,0560	0,0574	0,0586	0,0597	0,0639	0,0662	0,0676	0,0684	0,0689	0,0692
4,6	0,0510	0,0526	0,0540	0,0553	0,0564	0,0606	0,0630	0,0644	0,0654	0,0659	0,0663
4,8	0,0480	0,0495	0,0509	0,0522	0,0533	0,0576	0,0601	0,0616	0,0626	0,0631	0,0635
5,0	0,0451	0,0466	0,0480	0,0493	0,0504	0,0547	0,0573	0,0589	0,0599	0,0606	0,0610
6,0	0,0340	0,0353	0,0366	0,0377	0,0388	0,0431	0,0460	0,0479	0,0491	0,050	0,0506
7,0	0,0263	0,0275	0,0286	0,0296	0,0306	0,0346	0,0376	0,0396	0,0411	0,0421	0,0428
8,0	0,0209	0,0219	0,0228	0,0237	0,0246	0,0283	0,0311	0,0332	0,0348	0,0359	0,0367
9,0	0,0169	0,0178	0,0186	0,0194	0,0202	0,0235	0,0262	0,0282	0,0298	0,0310	0,0319
10,0	0,0140	0,0147	0,0154	0,0162	0,0167	0,0198	0,0222	0,0242	0,0258	0,0270	0,0280

dreptunghiulară în orice punct M al semispațiului, folosind metoda *punctelor de colț*. Pot apare trei cazuri :

— punctul M se află pe conturul suprafeței dreptunghiulare de încărcare (fig. IV.34,*a*). În acest caz :

$$\sigma_z = [K_{c\,(Mabe)} + K_{c\,(Mecd)}]\ p\,; \qquad \text{(IV.37.)}$$

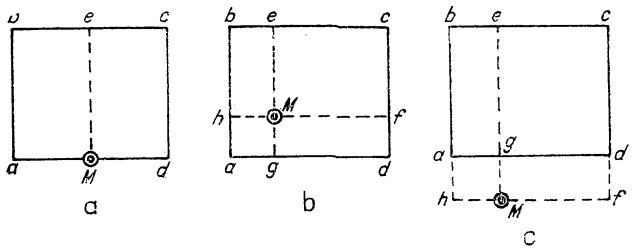


Fig. IV.34. Schița punctelor de colț.

— punctul M se află în interiorul suprafeței dreptunghiulare de încărcare (fig. IV.34, *b*). În acest caz :

$$\sigma_z = [K_{c\,(Mgah)} + K_{c\,(Mhbc)} + K_{c\,(Mecf)} + K_{c\,(Mfdg)}]\ p\,; \qquad \text{(IV.37.b)}$$

Valorile coeficienților

$z/2l_1$ \ b_1/l_1	0,2	0,4	0,6	0,8	1	1,2	1,4
0,0	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,2	0,0223	0,0280	0,0296	0,0301	0,0304	0,0305	0,0305
0,4	0,0269	0,0420	0,0487	0,0531	0,0539	0,0543	0,0543
0,6	0,0259	0,0448	0,0560	0,0621	0,0654	0,0673	0,0684
0,8	0,0232	0,0421	0,0553	0,0637	0,0688	0,0720	0,0733
1,0	0,0201	0,0375	0,0508	0,0602	0,0666	0,0708	0,0735
1,2	0,0171	0,0324	0,0450	0,0546	0,0615	0,0664	0,0698
1,4	0,0145	0,0278	0,0392	0,0483	0,0551	0,0606	0,0644
1,6	0,0123	0,0238	0,0339	0,0424	0,0492	0,0545	0,0586
1,8	0,0105	0,0204	0,0394	0,0371	0,0435	0,0487	0,0528
2,0	0,0090	0,0176	0,0255	0,0324	0,0384	0,0434	0,0474
2,5	0,0063	0,0125	0,0183	0,0236	0,0284	0,0326	0,0362
3,0	0,0046	0,0092	0,0135	0,0176	0,0214	0,0249	0,0280
5,0	0,0018	0,0036	0,0054	0,0071	0,0088	0,0104	0,0120
7,0	0,0009	0,0019	0,0028	0,0038	0,0017	0,0056	0,0064
10,0	0,0005	0,0009	0,0014	0,0019	0,0023	0,0028	0,0033

— punctul M se află în afara suprafeţei dreptunghiulare de încărcare (fig. IV.34.*c*): În acest caz:

$$\sigma_z = [K_{c\,(Mhbe)} + K_{c\,(Mecf)} - K_{c\,(Mhag)} - K_{c\,(Mgdf)}]\, p. \qquad \text{(IV.37.c)}$$

5.1.2.4. *Încărcare verticală triunghiulară repartizată pe o suprafaţă dreptunghiulară* (fig. IV.35). Pentru verticala ce trece prin colţul de ordonată nulă a diagramei de încărcare, cu coordonate $x = l_1$, $y = b_1$:

$$\sigma_z = K_{tr}\, p, \qquad \text{(IV.38)}$$

unde K_{tr} este un coeficient adimensional dat în tabelul (IV.10) în funcţie de raporturile $z/2l_1$ şi b_1/l_1.

5.1.2.5. *Încărcare verticală uniform repartizată pe o suprafaţă circulară sau inelară.* Eforturile normale verticale în punctele situate sub o suprafaţă circulară încărcată uniform cu o presiune p (fig. IV.36, *a*) se determină cu formula:

$$\sigma_z = K_{circ}\, p, \qquad \text{(IV.39)}$$

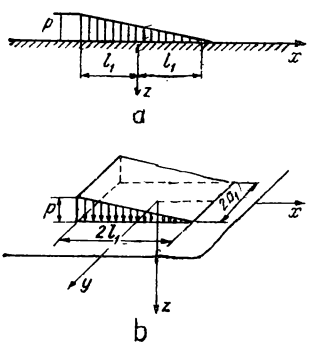


Fig. IV.35. Cazul încărcării triunghiulare.

K_{tr} din relaţia (IV.38) *Tabelul IV.10*

1,6	1,8	2,0	3	4	6	8	10
0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000
0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306	0,0306
0,0545	0,0546	0,0547	0,0548	0,0549	0,0549	0,0549	0,0549
0,0690	0,0694	0,0695	0,0701	0,0702	0,0702	0,0702	0,0702
0,0751	0,0759	0,0764	0,0773	0,0776	0,0776	0,0776	0,0776
0,0753	0,0766	0,0774	0,0790	0,0794	0,0795	0,0796	0,0796
0,0721	0,0738	0,0749	0,0774	0,0779	0,0782	0,0783	0,0783
0,0672	0,0692	0,0707	0,0739	0,0748	0,0752	0,0752	0,0753
0,0616	0,0639	0,0656	0,0697	0,0708	0,0714	0,0715	0,0715
0,0560	0,0585	0,0604	0,0652	0,0666	0,0673	0,0675	0,0675
0,0507	0,0533	0,0533	0,0607	0,0624	0,0634	0,0636	0,0636
0,0393	0,0419	0,0440	0,0504	0,0529	0,0543	0,0547	0,0548
0,0307	0,0331	0,0352	0,0419	0,0469	0,0469	0,0474	0,0476
0,0135	0,0148	0,0161	0,0214	0,0248	0,0283	0,0296	0,0301
0,0073	0,0081	0,0089	0,0124	0,0124	0,0186	0,0204	0,0212
0,0037	0,0041	0,0046	0,0066	0,0084	0,0111	0,0128	0,0139

în care K_{circ} este coeficient adimensional dat în tabelul IV.11 în funcție de raporturile z/R și r/R (z este adîncimea punctului considerat, R — raza suprafeței de încărcare iar $r = \sqrt{x^2 + y^2}$ distanța pe orizontală de la centrul cercului la punctul considerat.

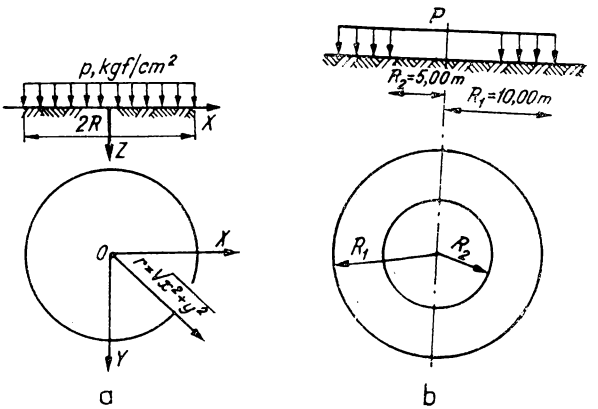


Fig. IV.36. Cazul încărcării circulare *a* sau inelare *b*.

Cu ajutorul tabelului IV.11 se pot calcula eforturile verticale normale și sub o suprafață de încărcare inelară (fig. IV.36, *b*) :

$$\sigma_z = p\left[K_{circ}\left(\frac{z}{R_1}, \frac{r}{R_1}\right) - K_{circ}\left(\frac{z}{R_2}, \frac{r}{R_2}\right)\right], \qquad \text{(IV.40)}$$

unde R_1 și R_2 sînt razele exterioară și respectiv interioară ale suprafeței inelare iar K_{circ} r și z au aceleași semnificații ca în formula (IV.39).

5.1.2.6. *Încărcare verticală repartizată după o lege oarecare pe o suprafață de formă oarecare* (fig. IV.37). În acest caz se utilizează metoda aproximativă a însumării eforturilor. Suprafața de încărcare se împarte în suprafețe elementare, iar încărcarea repartizată, ce acționează pe fiecare din acestea, se înlocuiește cu o sarcină concentrată echivalentă, aplicată în centrul de greutate al suprafeței elementare. Efortul într-un punct al terenului, situat la adîncimea z, se calculează ca sumă a eforturilor datorate tuturor forțelor concentrate P_i, cu formula :

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2}\sum_{i=1}^{n} P_i K_i, \qquad \text{(IV.41)}$$

în care :

n este numărul suprafețelor elementare ;

K_i — coeficientul avînd semnificația din formula (IV.33).

Este indicat să se aplice această metodă pentru calculul eforturilor la adîncimi mai mari decît de două ori lățimea suprafeței elementare.

Tabelul IV.11

Valorile coeficientului K_{circ} din relația (IV.39)

$\frac{z}{R}$ \ $\frac{r}{R}$	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,993	0,991	0,987	0,970	0,890	0,468	0,077	0,015	0,005	0,002	0,001
0,4	0,949	0,943	0,920	0,860	0,712	0,435	0,181	0,065	0,026	0,012	0,006
0,6	0,864	0,852	0,813	0,733	0,591	0,400	0,224	0,113	0,056	0,029	0,016
0,8	0,756	0,742	0,699	0,619	0,504	0,366	0,237	0,142	0,083	0,048	0,029
1,0	0,646	0,633	0,593	0,525	0,434	0,332	0,235	0,157	0,102	0,065	0,042
1,2	0,547	0,535	0,502	0,447	0,377	0,300	0,226	0,162	0,113	0,078	0,053
1,4	0,461	0,452	0,425	0,383	0,329	0,270	0,212	0,161	0,118	0,086	0,062
1,6	0,390	0,383	0,362	0,330	0,288	0,243	0,197	0,156	0,120	0,090	0,068
1,8	0,332	0,327	0,311	0,285	0,254	0,218	0,182	0,148	0,118	0,092	0,072
2,0	0,285	0,280	0,268	0,248	0,224	0,196	0,167	0,140	0,114	0,092	0,074
2,2	0,246	0,242	0,233	0,218	0,198	0,176	0,153	0,131	0,109	0,090	0,074
2,4	0,214	0,211	0,203	0,192	0,176	0,159	0,140	0,122	0,104	0,087	0,073
2,6	0,187	0,185	0,179	0,170	0,158	0,144	0,129	0,113	0,038	0,084	0,071
2,8	0,165	0,163	0,159	0,151	0,141	0,130	0,118	0,105	0,092	0,080	0,069
3,0	0,146	0,145	0,141	0,135	0,127	0,118	0,108	0,097	0,087	0,077	0,067
3,4	0,117	0,116	0,114	0,110	0,105	0,098	0,091	0,084	0,076	0,068	0,061
3,8	0,096	0,095	0,093	0,091	0,087	0,083	0,078	0,073	0,067	0,061	0,055
4,2	0,079	0,079	0,078	0,076	0,073	0,070	0,067	0,063	0,059	0,054	0,050
4,6	0,067	0,067	0,066	0,064	0,063	0,060	0,058	0,055	0,052	0,048	0,045
5,0	0,057	0,057	0,056	0,055	0,054	0,052	0,050	0,048	0,046	0,043	0,041
5,5	0,048	0,048	0,047	0,046	0,045	0,044	0,043	0,041	0,039	0,038	0,036
6,0	0,040	0,040	0,040	0,039	0,039	0,038	0,037	0,036	0,034	0,033	0,031

5.1.3. **Repartizarea eforturilor în pământ în cazul problemei plane.** 5.1.3.1. *Încărcare verticală uniform repartizată pe o fișie de lățime constantă* (fig. IV.38):

$$\sigma_z = K_1 p, \tag{IV.42}$$

unde K_1 este un coeficient adimensional dat în tabelul IV.12 în funcție de raporturile z/b_1 și x/b_1.

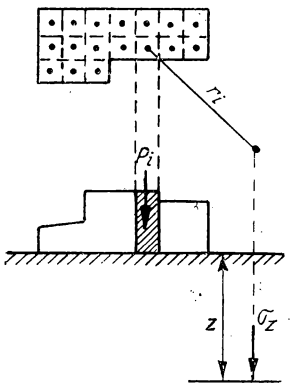


Fig. IV.37. Cazul general al unei încărcări oarecare.

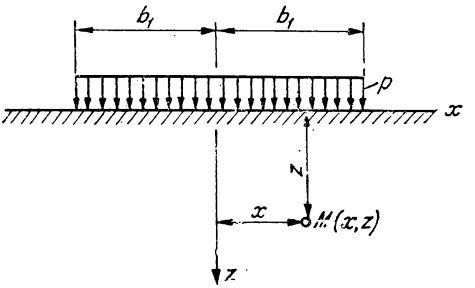


Fig. IV.38. Cazul încărcării verticale uniform repartizată pe o fișie de lățime constantă.

5.1.3.2. *Încărcare verticală cu variație liniară* (fig. IV.39):

$$\sigma_z = I p, \tag{IV.43}$$

în care:

$I = f(a/z,\ b/z)$;

a — lungimea părții triunghiulare a diagramei de încărcare;

b — lungimea părții dreptunghiulare a diagramei de încărcare;

z — adîncimea punctului considerat.

Funcția I se determină aproximativ după graficul din fig. IV.39.

Utilizarea în practică a graficului din fig. IV.39 este ilustrată în următoarele exemple:

a) Încărcare trapezoidală (fig. IV.40, *a*). Pentru aflarea efortului σ_z în punctul M_1 se procedează astfel:

$$\begin{aligned} I_{st} &= f(a/z,\ b_1/z);\\ I_{dr} &= f(a/z,\ b_2/z);\\ \sigma_z &= (I_{st} + I_{dr})\, p. \end{aligned} \tag{IV.44.a}$$

Pentru aflarea efortului σ_z în punctul M_2 se consideră aplicată și încărcarea fictivă *Klmn*.

Tabelul IV.12

Valorile coeficientului K_1 din relaţia (IV.42)

$\frac{z}{b_1}$ \ $\frac{x}{b_1}$	0,0	0,1	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	1,5	2.0	3,0	4,0	5,0
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,500	0,002	0,000	0,000	0,000	0,000
0,2	0,998	0,996	0,996	0,996	0,989	0,961	0,499	0,010	0,005	0,000	0,000	0,000
0,3	0,993	0,998	0,987	0,985	0,966	0,910	0,498	0,030	0,005	0,001	0,000	0,000
0,5	0,960	0,960	0,954	0,942	0,907	0,808	0,496	0,090	0,019	0,002	0,001	0,000
0,7	0,906	0,905	0,900	0,887	0,830	0,732	0,489	0,148	0,042	0,005	0,004	0,001
1,0	0,822	0,820	0,815	0,807	0,728	0,651	0,479	0,218	0,084	0,017	0,005	0,003
1,5	0,670	0,666	0,661	0,647	0,607	0,552	0,449	0,262	0,145	0,050	0,015	0,007
2,0	0,540	0,540	0,543	0,535	0,511	0,475	0,409	0,288	0,185	0,071	0,029	0,013
3,0	0,397	0,395	0,395	0,389	0,379	0,354	0,334	0,273	0,211	0,114	0,059	0,032
4,0	0,306	0,305	0,304	0,303	0,292	0,291	0,275	0,243	0,205	0,134	0,083	0,051
5,0	0,242	0,242	0,242	0,341	0,239	0,237	0,231	0,215	0,188	0,140	0,094	0,065

Pentru încărcarea totală (inclusiv cea fictivă) se calculează :

$$I_{dr} = f(a/z, b'/z).$$

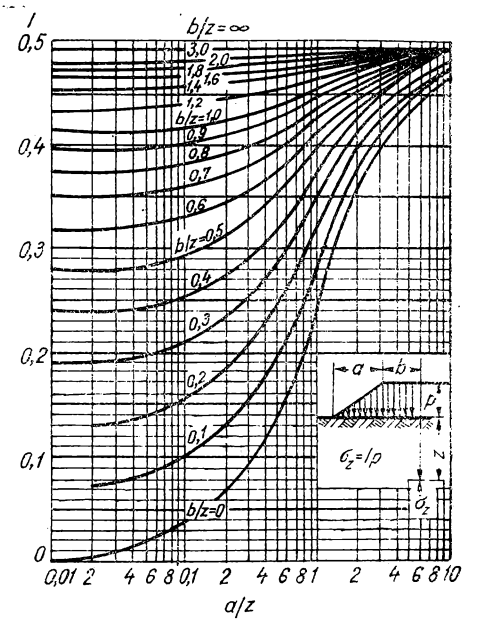


Fig. IV.39. Grafic pentru cazul încărcării verticale cu variație liniară.

Pentru încărcarea fictivă :

$$I'_{dr} = f(a/z,\ b''/z);$$
$$\sigma_z = (I_{dr} - I'_{dr})\, p. \qquad \text{(IV.44.b)}$$

b) Încărcare dreptunghiulară (fig. IV.40, *b*) :

$$I_{st} = f(0, b_1/z);$$
$$I_{dr} = f(0, b_2/z);$$
$$\sigma_z = (I_{st} + I_{dr})\, p. \qquad \text{(IV.44.c)}$$

5.1.4. **Repartizarea eforturilor provenite din greutatea proprie a pămîntului.**
5.1.4.1. *Masiv omogen, limitat de o suprafaţă orizontală* :

$$\sigma_{zg} = \gamma z; \tag{IV.45.a}$$

$$\sigma_{xg} = \sigma_{yg} = \frac{\nu}{1 - \nu} \gamma z = K_0 \gamma_z, \tag{IV.45.b}$$

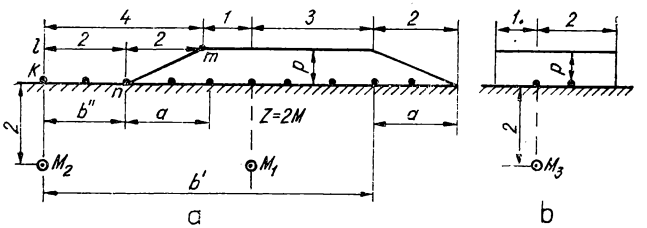


Fig. IV.40. Cazurile încărcării liniare trapezoidală *a* şi dreptunghiulară *b*.

în care :

γ este greutatea volumetrică a pămîntului ;
z — adîncimea măsurată de la suprafaţa terenului pînă la punctul considerat ;
σ_{zg} — efortul pe direcţia verticală provenit din greutatea proprie a pămîntului, numit şi presiune geologică sau presiune litologică ;
σ_{xg}, σ_{yg} — componentele pe direcţie orizontală ale efortului provenit din greutatea proprie a pămîntului ;
ν, K_0 — coeficientul lui Poisson şi respectiv coeficientul de împingere laterală în stare de repaus, definiţi la §.4.1.1 şi daţi în tabelul IV.3. Diagrama de variaţie cu adîncimea a efortului σ_{zg} este arătată în fig. IV.41, *a*.

5.1.4.2. *Masiv neomogen, limitat de o suprafaţă orizontală* :

$$\sigma_{zg} = \sum_{i=1}^{n} \gamma_i h_i; \tag{IV.46.a}$$

$$\sigma_{xg} = \sigma_{yg} = \sum_{i=1}^{n} \frac{\nu_i}{1 - \nu_i} \gamma_i h_i. \tag{IV.46.b}$$

Dacă în cuprinsul unui strat se află cantonată o pînză de apă subterană, la calculul presiunii geologice în cuprinsul stratului respectiv se ia în considerare greutatea volumetrică submersată (fig. IV.41, *b*):

$$\gamma' = (1 - n)(\gamma_s - \gamma_w).$$

În cazul în care stratul permeabil în care se găsește apa subterană este așezat pe un strat impermeabil, la calculul presiunii geologice în cuprinsul stratului impermeabil se ia în considerare și greutatea coloanei de apă de deasupra (fig. IV.41,*c*).

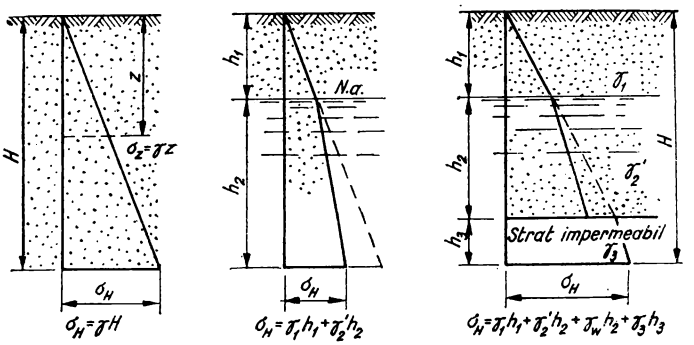


Fig. IV.41. Variație cu adîncimea a efortului σ_{zg}.

5.2. DEFORMAȚIILE MASIVELOR DE PĂMÎNT

5.2.1. **Calculul tasărilor finale.** Prin tasare se înțelege deformarea pe verticală a suprafeței pămîntului, ca urmare a deformațiilor straturilor de pămînt aflate sub talpa fundației.

Metodele uzuale pentru calculul tasărilor consideră pămîntul ca mediu liniar — deformabil, pentru care sînt valabile relațiile (IV.20) dintre eforturi și deformații, stabilite în teoria elasticității. Aceste metode pot fi împărțite în mai multe categorii după cum sînt luate în considerație numai eforturile axiale verticale sau toate eforturile axiale și după cum la calculul eforturilor se folosesc metode bazate pe teoria elasticității sau alte metode bazate pe ipoteze simplificatoare arbitrare.

5.2.1.1. *Metode pentru calculul tasărilor finale care iau în considerare numai eforturile axiale verticale maxime.* Ultima dintre relațiile (IV.20), poate fi pusă sub forma:

$$\frac{\partial w}{\partial z}=\frac{1}{E}[\sigma_z-\nu(\sigma_x+\sigma_y)],$$

unde w reprezintă componenta pe direcția z a deformației pămîntului.

În condițiile deformațiilor laterale împiedicate, analog cu relația (IV.23) se poate scrie:

$$\frac{\partial w}{\partial z}=\frac{1}{E}\sigma_z\beta. \qquad \text{(IV.47)}$$

Tasarea s_i a unui strat cuprins între adîncimile z_{i-1} şi z_i este dată de relaţia:

$$s_i = \int_{z_{i-l}}^{z_i} \left(\frac{\partial w}{\partial z}\right) dz. \tag{IV.48.a}$$

Metoda însumării pe straturi elementare comportă împărţirea terenului de fundaţie în straturi elementare, a căror grosime nu trebuie să depăşească 0,4 b, unde b este lăţimea fundaţiei. Se admite, în mod simplificator, ca în cuprinsul fiecărui strat elementar efortul σ_z se menţine constant. Expresia (IV.48) devine:

$$s_i = \frac{\sigma_{zi}\,\beta_i}{E_i}\int_{zi-l}^{zi} dz = \frac{\sigma_{zi}\,\beta_i}{E_i}(z_i - z_{i-l}) = \frac{\sigma_{zi}\,\beta_i}{E_i}\,h_i, \tag{IV.48.b}$$

în care σ_{zi} reprezintă efortul unitar vertical în axul stratului i de grosime h_i. Tasarea finală totală este egală cu suma tasărilor straturilor elementare:

$$s = \sum_{i=1}^{n} s_i = \sum_{i=1}^{n} \frac{\sigma_{zi}\,h_i}{E_i}\,\beta i. \tag{IV.49}$$

În normele SNIP [45] se recomandă ca la calculul tasărilor prin metoda însumării pe straturi elementare coeficientul să se ia $\beta = 0{,}8$, indiferent de natura terenului.

Calculul tasărilor finale cu metoda însumării pe straturi elementare decurge astfel:

— se împarte terenul în fundaţie în straturi elementare avînd grosimea $h_i \leqslant 0{,}4\,b_i$; limitele de separaţie între straturile geologice sînt şi limite obligatorii de separaţie între straturile elementare;

— se calculează valoarea presiunii geologice în axul fiecărui strat elementar;

— se calculează efortul unitar vertical în axul fiecărui strat elementar cu o relaţie de forma:

$$\sigma_{zi} = K p_{net},$$

în care: K este coeficientul adimensional de felul celor date în tabelele IV.8, IV.9. IV.10, IV.11 şi IV.12 în funcţie de forma şi de dimensiunile suprafeţei fundaţiei:

p_{net} — presiunea netă pe talpa fundaţiei:

$$p_{net} = p_{ef} - \frac{1}{10}\gamma_m D, \tag{IV.50}$$

unde: p_{ef} este presiunea efectivă medie pe talpa fundaţiei, în kgf/cm²;

γ_m — greutatea volumetrică medie a straturilor de pămînt de deasupra tălpii fundaţiei, în tf/m^3;

D — adîncimea de fundare, în m;

— se precizează *zona activă*, adică adîncimea pînă la care se ia în considerare influenţa eforturilor suplimentare aduse de fundaţie. Zona activă se limitează la adîncimea z° sub talpa fundaţiei unde se realizează condiţia:

$$\sigma_{z^\circ} = 0{,}2\ \sigma_{gz^\circ}; \tag{IV.51}$$

— se calculează tasarea finală cu formula (IV.49) în care însumarea se extinde asupra tuturor straturilor elementare din cuprinsul zonei active.

5.2.1.2. *Metoda pentru calculul tasărilor finale care ia în considerare toate componentele eforturilor axiale.* Introducînd în relația (IV. 20) expresiile lui σ_x, σ_y și σ_z și efectuînd integrarea, se obține următoarea expresie a deplasării pe verticală a unui punct M din interiorul masivului, de coordonate (x, y, z) situat la distanța R de punctul de aplicare a forței concentrate P:

$$w = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E}\left[\frac{z^2}{R^3} + \frac{2(1-\nu)}{R}\right]. \qquad \text{(IV.52.a)}$$

Deplasarea pe verticală a unui punct situat la suprafața terenului ($z = 0$) este:

$$w(x, y, 0) = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi ER}. \qquad \text{(IV.52.b)}$$

Dacă încărcarea este uniform repartizată pe o suprafață F, expresia deplasării pe verticală a unui punct de la suprafața terenului devine:

$$w(x, y) = \frac{1-\nu^2}{\pi E}\iint_{(F)} \frac{p(\xi, \eta)}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2}}\, d\xi\, d\eta, \qquad \text{(IV.53)}$$

unde ξ și η reprezintă coordonatele centrului suprafeței elementare $f = d\xi\, d\eta$.

Expresia (IV.53) a fost integrată pentru cîteva cazuri particulare.

a) Masiv omogen. Tasarea unei plăci circulare, pătrate sau dreptunghiulare se calculează cu relația:

$$s = \frac{p\, b\, \omega (1-\nu^2)}{E}, \qquad \text{(IV.54)}$$

în care: b este lățimea tălpii fundației iar ω un coeficient care depinde de forma și rigiditatea fundației. În tabelul IV.13 sînt date patru valori ale coeficientului ω:

- ω_0 — coeficientul care corespunde tasării maxime sub centrul suprafeței de încărcare;
- ω_m — coeficientul care corespunde tasării medii a întregii suprafețe de încărcare;
- ω_c — coeficientul pentru determinarea tasării punctelor de colț;
- ω_{const} — coeficientul care corespunde tasării fundației de rigiditate infinită.

b) Masiv neomogen, alcătuit dintr-un strat elastic de grosime finită, așezat pe un strat rigid. Dacă în cuprinsul zonei active sub stratul compresibil se găsește un strat mai rigid (raportul modulilor de deformație ai celor două straturi respectă condiția $E_{rigid}/E_{compresibil} > 5$) tasarea medie a fundației se determină cu relația:

$$s_{med} = p\, b \frac{1-\nu^2}{E} K, \qquad \text{(IV.55)}$$

Tabelul IV.13

Valorile coeficienţilor ω din relaţia (IV.54) pentru tasarea fundaţiilor flexibile

Forma suprafeţei de încărcare	ω_c	ω_0	ω_m	ω_{const}
Cerc	0,64	1,00	0,85	0,79
Pătrat, $\alpha = \frac{l}{b} = 1$	$1/2\omega_0$	1,12	0,95	0,88
Dreptunghi, pentru α egal cu :				
1,5		1,36	1,15	1,08
2		1,53	1,30	1,22
3		1,78	1,53	1,44
4		1,96	1,70	1,61
5		2,10	1,83	1,72
6		2,23	1,96	—
7	$\frac{1}{2}\omega_0$	2,33	2,04	—
8		2,42	2,12	—
9		2,49	2,19	—
10		2,53	2,25	2,12
20		2,95	2,64	—
30		3,23	2,88	—
40		3,42	3,07	—
50		3,54	3,22	—
100		4,00	3,69	—

unde : E este modulul de deformaţie liniară al stratului compresibil ;

K — coeficientul dat în tabelul IV.14, în funcţie de raporturile :

$m = \frac{2H}{B}$ şi $n = \frac{a}{b}$, unde H este grosimea stratului compresibil.

c) Masiv neomogen, alcătuit din mai multe straturi cu caracteristici diferite de deformabilitate. Expresia pentru calculul tasării finale în acest caz obţinută prin integrarea formulei (IV.53) este, după Egorov K. E. [51] :

$$s = p\, b \sum_{i=1}^{n} \frac{K_i - K_{i-1}}{E_i}(1-\nu_i^2), \qquad \text{(IV.56)}$$

unde : p este presiunea medie netă pe talpa fundaţiei (conform relaţiei IV.50) ;

b — lăţimea fundaţiei, în cm ;

K_i, K_{i-1} — coeficienţii daţi în tabelul IV.15, corespunzători nivelului inferior şi, respectiv, superior al stratului i ;

E_i, ν_i — modulul de deformaţie liniară şi respectiv coeficientul lui Poisson al stratului i.

Tabelul IV.14

Valorile coeficientului K din relația (IV.55)

$m = \frac{2H}{b}$	Fundație în formă de cerc	Raportul laturilor fundației, $n = \frac{a}{b}$				
		$n = 1$	$n = 2$	$n = 3$	$n = 10$	$n > 10$ (fundații continue)
		Coeficientul K				
0	0	0	0	0	0	0
0,25	0,12	0,12	0,12	0,13	0,13	0,13
0,50	0,22	0,22	0,24	0,24	0,24	0,25
0,75	0,31	0,31	0,34	0,34	0,35	0,36
1,00	0,38	0,39	0,43	0,44	0,46	0,46
1,50	0,50	0,53	0,59	0,61	0,63	0,64
2,00	0,58	0,63	0,70	0,73	0,77	0,79
2,50	0,63	0,68	0,79	0,83	0,89	0,92
3,00	0,66	0,72	0,87	0,92	1,00	1,03
4,00	0,70	0,77	0,96	1,04	1,15	1,20
5,00	0,72	0,80	1,03	1,13	1,27	1,34

5.2.2. **Calculul desfășurării în timp al tasărilor (calculul consolidării).** Tasările calculate cu metodele expuse la §.5.2.1 sînt tasări finale care corespund încheierii procesului de dezvoltare în timp a deformațiilor terenului (procesul de consolidare). În multe situații prezintă însă interes și cunoașterea mărimii tasărilor la un timp dat t, înaintea stabilizării deformațiilor. Este cazul în special al pămînturilor argiloase la care procesul de deformare continuă de regulă mult timp după terminarea construcției. La pămînturile nisipoase deformațiile se produc foarte repede, după aplicarea încărcării, astfel încît se poate considera că, practic, ele se amortizează o dată cu ridicarea construcției.

Calculul desfășurării în timp al tasărilor sau calculul consolidării se bazează pe teoria consolidării prin infiltrație. Metoda de calcul cea mai folosită este cea a consolidării unidimensionale, elaborată de Karl Terzaghi, în anul 1925. Se consideră îndeplinite următoarele condiții : pămîntul este omogen și saturat, apa din pori și scheletul mineral sînt imcompresibile, comprimarea pămîntului și infiltrația apei se produce pe o singură direcție, este valabiiă legea lui Darcy, este valabilă relația liniară între variația indicelui porilor și a presiunii p.

Tabelul IV.15

Valorile coeficienţilor K din relaţia (IV.56)

$m = \frac{2z}{b}$	Fundaţia în formă de cerc	Raportul laturilor fundaţiei $n = \frac{a}{b}$					
		$n = 1{,}00$	$n = 1.50$	$n = 2{,}00$	$n = 3{,}00$	$n = 5{,}00$	$n \geqslant 10{,}00$ (fundaţii continue)
		Coeficientul K					
0,00	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,20	0,045	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,000
0,40	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,60	0,135	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,156
0,80	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,00	0,233	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,260
1,20	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,40	0,308	0,342	0,349	0,349	0,349	0,349	0,362
1,60	0,348	0,381	0,395	0,397	0,397	0,397	0,412
1,80	0,382	0,415	0,437	0,442	0,442	0,442	0,462
2,00	0,411	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511
2,20	0,437	0,474	0,511	0,524	0,525	0,525	0,560
2,40	0,461	0,499	0,543	0,561	0,566	0,566	0,605
2,60	0,482	0,522	0,573	0,595	0,604	0,604	0,648
2,80	0,501	0,542	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687
3,00	0,511	0,560	0,625	0,655	0,674	0,674	0,726
3,20	0,532	0,577	0,647	0,682	0,706	0,708	0,763
3,40	0,546	0,592	0,668	0,707	0,736	0,741	0,798
3,60	0,558	0,606	0,688	0,730	0,764	0,772	0,831
3,80	0,569	0,618	0,706	0,752	0,791	0,808	0,862
4,00	0,579	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,892
4,20	0,588	0,641	0,737	0,791	0,839	0,853	0,921
4,40	0,596	0,651	0,751	0,809	0,861	0,885	0,949
4,60	0,604	0,660	0,764	0,824	0,888	0,908	0,976
4,80	0,611	0,668	0,776	0,841	0,902	0,932	1,001
5,00	0,618	0,676	0,787	0,855	0,931	0,935	1,026
5,20	0,624	0,683	0,798	0,868	0,939	0,977	1,050
5,40	0,630	0,690	0,808	0,881	0,955	0,998	1,073
5,60	0,635	0,697	0,818	0,893	0,971	1,018	1,095
5,80	6,640	0,703	0,827	0,904	0,986	1,038	1,117
6,00	0,645	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	1,138
6,20	0,649	0,714	0,843	0,924	1,014	1,074	1,158
6,40	0,653	0,719	0,850	0,934	1,027	1,091	1,178
6,60	0,657	0,724	0,857	0,943	1,040	1,107	1,197
6,80	0,661	0,728	0,863	0,951	1,051	1,123	1,215
7,00	0,664	0,732	0,869	0,959	1,062	1,138	1,233
7,20	0,668	0,736	0,875	0,967	1,075	1,152	1,251
7,40	0,671	0,740	0,881	0,974	1,084	1,166	1,268

Tabelul IV.15 (continuare)

$m = \frac{2z}{b}$	Fundația în formă de cerc	Raportul laturilor fundației $n = \frac{a}{b}$					
		$n = 1{,}00$	$n = 1{,}50$	$n = 2{,}00$	$n = 3{,}00$	$n = 5{,}00$	$n \geqslant 10{,}00$ (fundații continue)
		Coeficientul K					
7,60	0,674	0,744	0,887	0,981	1,093	1,180	1,285
7,80	0,677	0,748	0,892	0,988	1,102	1,193	1,301
8,00	0,679	0,751	0,897	0,995	1,111	1,205	1,316
8,40	0,682	0,754	0,901	1,004	1,128	1,229	1,347
8,60	0,687	0,760	0,910	1,012	1,136	1,240	1,362
9,00	0,691	0,766	0,918	1,022	1,151	1,262	1,390
9,20	0,693	0,768	0,922	1,027	1,158	1,272	1,404
9,40	0,695	0,770	0,925	1,032	1,165	1,282	1,417
9,60	0,697	0,772	0,029	1,036	1,171	1,291	1,431
9,80	0,698	0,775	0,932	1,041	1,177	1,300	1,444
10,00	0,700	0,777	0,935	1,045	1,183	1,309	1,456

În condițiile consolidării unidimensionale, tasarea s_t a fundației se determină cu formula:

$$s_t = s\, U_c, \tag{IV.57}$$

în care: s_t este tasarea la timpul t de la aplicarea încărcării;
s — tasarea finală;
U_c — coeficientul denumit grad de consolidare.

Pentru calculul dezvoltării în timp al tasărilor se propun diferite valori ale gradului de consolidare U_c. Se determină timpul t necesar pentru consolidarea pământului până la un grad oarecare U_c cu formula:

$$t = \frac{4 h_0^2}{\pi^2 \delta} N, \tag{IV.58}$$

în care: N este valoarea dată în tabelul IV.16 în funcție de schema diagramei presiunii de consolidare din fig. IV.42 (tabelul IV.17):

$h_0 = \frac{h}{1+e}$ — înălțimea redusă a stratului compresibil;

$\delta = \frac{k}{a_s \gamma_w}$; $a_0 = \frac{a}{1+e}$, unde e, a și k sînt indicele golurilor, respectiv coeficienții de compresibilitate și permeabilitate.

În cazul în care asupra stratului de pământ se aplică o încărcare variabilă, care crește liniar, cu un coeficient unghiular α în răstimpul de la 0 până la t', iar apoi rămîne

Tabelul IV. 16

Valorile coeficientului N

Qt	Valorile coeficientului N pentru cazurile din fig. IV. 42				
	a	*b*	*c*	*d*	*e*
0,10	0,02	0,12	0,005		
0,20	0,08	0,25	0,02		
0,30	0,17	0,39	0,06		
0,40	0,31	0,55	0,13		
0,50	0,49	0,73	0,24	$N_d = N_a + (N_b - N_a)R$	$N_e = N_c + (N_a - N_c)\,R$
0,60	0,71	0,95	0,42		
0,70	1,00	1,24	0,69		
0,80	1,40	1,64	1,08		
0,90	2,09	2,35	1,77		
1,00	∞	∞	∞		

Observație. Valorile coeficientului R se determină din tabelul IV. 17 în funcție de raportul v al presiunilor de consolidare a pămîntului pentru adîncimile $z = 0$ și $z = h_0$, unde z este adîncimea măsurată de la talpa fundației iar h_0 — înălțimea redusă a stratului compresibil.

constantă, tasarea stratului de pămînt din care apa se elimină atît pe la partea superioară cît și pe la cea inferioară se determină astfel:

— dacă timpul $t \leqslant t'$ cu formula:

$$s_t = \frac{2\,\alpha\, a h_0^3}{\delta} \cdot \left[\frac{\delta t}{h_0^2} - \frac{1}{3} + \frac{1}{3} e^{-Nt} \right]; \qquad \text{(IV.59)}$$

— dacă timpul $t > t'$, cu formula:

$$s_t = \frac{2\,\alpha\, a\, h_0^3}{\delta} \left[\frac{\delta\, t'}{h_0^2} + \frac{1}{3} \left(e^{-N't} - e^{-N'(t - t')} \right) \right], \qquad \text{(IV.60)}$$

în care:

$$N' = \frac{\pi^2 \delta}{4\, k_0^2}.$$

Tabelul IV.17

Valorile coeficientului R
(v. tabelul IV.16)

Cazul *d*		Cazul *e*		Cazul *d*		Cazul *e*	
v	*R*	*v*	*R*	*v*	*R*	*v*	*R*
0,00	1,00	1,00	1,00	0,70	0,19	4,50	0,42
0,10	0,84	1,50	0,83	0,80	0,12	5,00	0,39
0,20	0,69	2,00	0,71	0,90	0,06	6,00	0,34
0,30	0,56	2,50	0,62	1,00	0,00	7,00	0,30
0,40	0,46	3,00	0,55	—	—	8,00	0,27
0,50	0,36	3,50	0,50	—	—	9,00	0,25
0,60	0,27	4,00	0,45	—	—	10,00	0,23

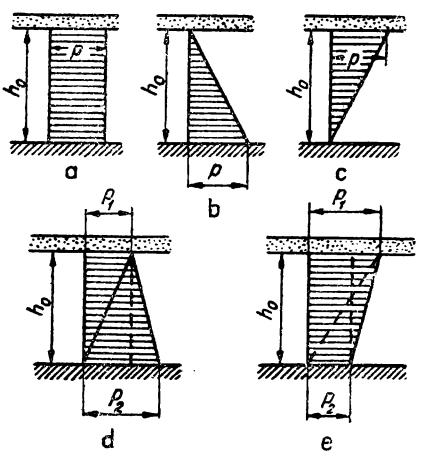


Fig. IV.42. Schema cu diagrama presiunilor de consolidare pentru diferite cazuri.

În mod aproximativ, tasarea s_t se poate calcula şi cu relaţia:

$$s_t = s\,(1 - e^{-\rho t}), \tag{IV.61}$$

în care: s_t este tasarea la timpul t, în cm;
s — tasarea finală, în cm;
t — timpul scurs de la aplicarea încărcării, în ani;
ρ — coeficientul dat în graficul din fig. IV.43;
e — baza logaritmilor naturali.

Calculele tasărilor nestabilizate pot fi corectate cu ajutorul observaţiilor de tasare efectuate asupra unor construcţii situate în condiţii geotehnice asemănătoare. Fiind cunoscute tasările unei construcţii la intervale de timp determinate $t_1, t_2, \ldots, t_m, \ldots, t_n$ se poate determina valoarea coeficientului $N' = N/t$ din relaţia:

$$\frac{s_{tm}}{s_{tn}} = \frac{\pi^2 - 8e^{-N't_m}}{\pi^2 - 8e^{-N't_m}}, \tag{IV.62}$$

unde s_{tm} şi s_{tn} sînt tasările construcţiei după perioadele de timp t_m şi t_n.

Valoarea astfel obţinută a lui N' se introduce în expresiile (IV.59) şi (IV.60).

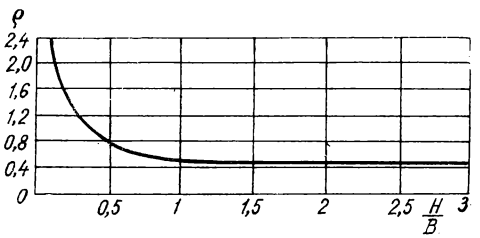


Fig. IV.43. Graficul coeficientului ρ:
H — grosimea stratului compresibil; B — lăţimea fundaţiei.

Din relaţia (IV.61) rezultă că pentru două straturi din unul din acelaşi pămînt, consolidate în condiţii identice dar avînd grosimi diferite, este valabilă relaţia:

$$\frac{t_1}{t_2} = \frac{h_1^2}{h_2^2}, \tag{IV.63}$$

în care: t_1, h_1 reprezintă timpul de consolidare şi respectiv grosimea primului strat;
t_2, h_2 — timpul de consolidare şi respectiv grosimea celui de al doilea strat.

6. CAPACITATEA PORTANTĂ A FUNDAȚIILOR

6.1. GENERALITĂȚI

Prin capacitate portantă a unei fundații se înțelege capacitatea de a prelua încărcările transmise de suprastructură.

Caculul capacității portante se poate face fie prin metode teoretice fie prin metode empirice.

Metodele teoretice se bazează pe utilizarea caracteristicilor de rezistență la tăiere ale pămînturilor, unghiul de frecare interioară Φ și coeziunea c. În funcție de ipotezele care se fac, metodele teoretice conduc la stabilirea unor valori ale încărcărilor pe fundații, care corespund diferitelor faze ale stării de tensiuni și deformații din interiorul masivului de pământ.

6.2. METODE TEORETICE PENTRU CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE

6.2.1. **Metode care stabilesc încărcarea pe fundație corespunzătoare** unei anumite extinderi a zonelor plastice sub fundație, în ipoteza pămîntului ca mediu liniar — deformabil.

Se examinează starea de eforturi într-un punct situat la o adîncime z sub o fundație continuă aflată la adîncimea h de la nivelul terenului (fig. IV.44).

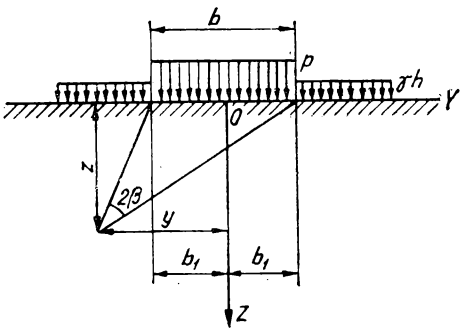


Fig. IV.44. Schema pentru starea de eforturi într-un punct situat sub o fundație continuă.

Eforturile principale în punctul M date de greutatea proprie a pămîntului sînt:

$$\sigma_{1g} = \gamma (h + z); \tag{IV.64.a}$$

$$\sigma_{2g} = K_0 \sigma_{1g} = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_{1g} = \frac{0{,}5}{1 - 0{,}5} \sigma_{1g} = \sigma_{1g}. \tag{IV.64.b}$$

Întrucît se consideră că în punctul M se atinge starea de echilibru limită se adoptă pentru coeficientul lui Poisson valoarea $\nu = 0{,}5$ corespunzătoare corpurilor în stare plastică.

Eforturile principale totale în punctul M sînt:

$$\sigma_1 = \frac{p - \gamma h}{\pi}(2\beta + \sin 2\beta) + \gamma (h + z); \tag{IV.65.a}$$

$$\sigma_2 = \frac{p - \gamma h}{\pi}(2\beta - \sin 2\beta) + \gamma (h + z). \tag{IV.65.b}$$

Introducînd expresiile lui σ_1 și σ_2 în condiția de rupere (IV.29) se obține ecuația curbei care definește conturul zonei în stare de echilibru limită:

$$z = \frac{p - \gamma h}{\pi\gamma}\left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \Phi} - 2\beta\right) - \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \Phi} - h, \tag{IV.66}$$

Ordonata maximă a acestei curbe se obține punînd condiția ca $dz/d\beta = 0$. Rezultă:

$$z_{max} = \frac{p - \gamma h}{\pi\gamma}\left(\operatorname{cotg}\ \Phi + \Phi - \frac{\pi}{2}\right) - \frac{c}{\gamma \operatorname{tg} \Phi} - h. \tag{IV.67}$$

Diferitele metode de calcul din această grupă se deosebesc între ele după valoarea acceptată pentru z_{max}, care arată extinderea zonelor plastice sub colțurile fundației.

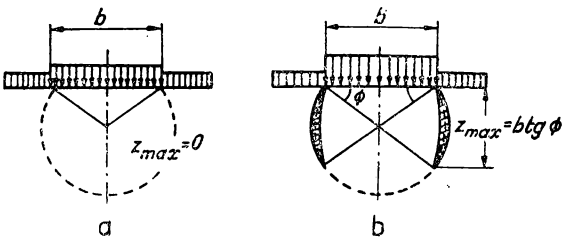


Fig. IV.45. Extinderea zonelor plastice sub o talpă continuă de fundație.

Astfel, se obțin:

1) *Formula Puztrevski-Fröhlich,* pentru $z_{max} = 0$ (fig. IV.45, *a*):

$$p_{cr} = \frac{\pi\left(\gamma h + \dfrac{c}{\operatorname{tg} \cdot \Phi}\right)}{\operatorname{cotg} \Phi + \Phi - \dfrac{\pi}{2}} + \gamma h. \tag{IV.68}$$

2) *Formula N. N. Maslov*, pentru $z_{max} = b \operatorname{tg} \Phi$ (fig. IV.45, *b*):

$$p_{cr}^{*} = \frac{\pi\gamma\left(2b \operatorname{tg} \Phi + h + \frac{c}{\operatorname{tg} \Phi}\right)}{\operatorname{cotg} \Phi + \Phi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h. \qquad \text{(IV.69)}$$

Tabelul IV.18

Valorile coeficienților *A*, *B* **și** *D* **din relația** (IV.70)

Φ	Coeficienții			Φ	Coeficienții		
	A	*B*	*D*		*A*	*B*	*D*
0°	0	1,00	3,14	24°	0,72	3,87	6,45
2°	0,03	1,12	3,32	26°	0,84	4,37	6,90
4°	0,06	1,25	3,51	28°	0,98	4,93	7,40
6°	0,10	1,39	3,71	30°	1,15	5,59	7,95
8°	0,14	1,55	3,93	32°	1,34	6,35	8,55
10°	0,18	1,73	4,17	34°	1,55	7,21	9,21
12°	0,23	1,94	4,42	36°	1,81	8,25	9,98
14°	0,29	2,17	4,69	38°	2,11	9,44	10,80
16°	0,36	2,43	5,00	40°	2,46	10,84	11,73
18°	0,43	2,72	5,31	42°	2,87	12,50	12,77
20°	0,51	3,06	5,66	44°	3,37	14,48	13,96
22°	0,61	3,44	6,04	45°	3,66	15,64	14,64

3) *Formula din normele SNiP II-B-1—62 [44]* pentru $z_{max} = \frac{b}{4}$.

$$p_{cr} = \frac{\pi\gamma\left(\frac{b}{4} + h + \frac{c}{\operatorname{tg}\Phi}\right)}{\operatorname{cotg} \Phi + \Phi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h = (Ab + Bh)\gamma + cD. \qquad \text{(IV.70)}$$

Valorile coeficienților *A*, *B* și *D* sînt date în tabelul IV.18.

Valorile lui p_{cr} stabilite cu formulele (IV.68)), (IV.69) sau (IV.70) au semnificația unor presiuni admisibile pe teren și ca atare se folosesc la proiectarea fundațiilor fără a mai fi afectate de un coeficient de siguranță. Riguroasă din punct de vedere teoretic este doar relația (IV.68), dedusă din condiția de excludere a zonelor plastice sub fundație. Ea conduce însă la rezultate prea acoperitoare. Formulele (IV.69) și (IV.70) trebuie

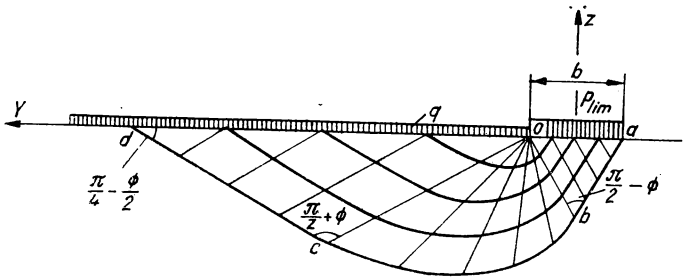


Fig. IV.46. Schema pentru metoda Prandtl.

considerate ca aproximative datorită neconcordanței între metoda de calcul, bazată pe folosirea criteriului de plasticitate și ipotezele pe baza cărora au fost deduse relațiile (IV.65).

6.2.2. **Metode care stabilesc încărcarea pe fundație corespunzătoare desprinderii unei părți din masivul de pământ de-a lungul unei suprafețe de minimă rezistență.** Metoda Prandtl se referă la calculul capacității portante a unei fundații cu talpă netedă, așezată pe suprafața unui masiv considerat lipsit de greutate, acționat de o suprasarcină uniform repartizată q (care poate proveni și din greutatea coloanei de pământ de deasupra planului tălpii fundației $q = \gamma h$). Forma suprafeței de alunecare este reprezentată în fig. IV.46 :

$$p_{lim} = (q + c \operatorname{cotg} \Phi) \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right) e^{\pi \operatorname{tg} \Phi} \qquad \text{(IV.71)}$$

În cazul pământurilor pur coezive ($c \neq 0, \Phi = 0$), formula de tip Prandtl devine :
— pentru fundația sub formă de talpă continuă:

$$p_{lim} = 5{,}14\, c + q; \qquad \text{(IV.72.a)}$$

— pentru fundația pătrată :

$$p_{lim} = 5{,}63\, c + q; \qquad \text{(IV.72.b)}$$

— pentru fundația circulară :

$$p_{lim} = 5{,}71\, c + q; \qquad \text{(IV.72.c)}$$

— pentru fundația dreptunghiulară la :

$$b/l < 0{,}53\,;\ p_{lim} = (5{,}14 + 0{,}66\ b/l)\ c + q\,; \tag{IV.72.d}$$

$$b/l > 0{,}53\,;\ p_{lim} = (5{,}24 + 0{,}47\ b/l)\ c + q, \tag{IV.72.e}$$

unde b este lățimea, iar l lungimea fundației.

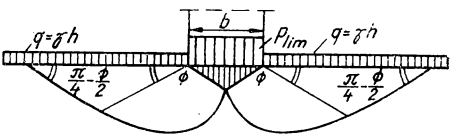


Fig. IV.47. Schema pentru metoda Terzaghi.

Pentru cazul pămîntului pur coeziv se poate folosi și formula lui Skempton :

$$p_{lim} = (0{,}84 + 0{,}16\ b/l)\ N_c\, c + q, \tag{IV.73}$$

unde N_c este un factor de capacitate portantă dat [50].

Metoda Terzaghi se referă la fundații plane de mică adîncime ($h/b < 1$) cu talpă rugoasă, încărcate vertical centric. Forma suprafeței de alunecare este reprezentată în fig. IV.47.

Sub fundație se admite formarea unui sîmbure elastic de formă triunghiulară, avînd laturile înclinate cu unghiul Φ față de orizontală, care în momentul pierderii stabilității masivului acționează ca o pană. Neglijîndu-se, pentru simplificare, greutatea proprie a masivului, suprafețele de alunecare din zona intermediară *II* sînt fascicule de drepte paralele și spirale logaritmice iar cele din zona pasivă *III* sînt fascicule de drepte. Presiunea limită asupra fundației rezultă ca sumă a trei termeni care reprezintă efectul greutății proprii a pămîntului refulat, al suprasarcinii γh și al coeziunii c, avînd expresia :

$$p_{lim} = N_\gamma \frac{\gamma b}{2} + N_q\, \gamma h + N_c\, c, \tag{IV.74}$$

unde N_γ, N_q și N_c sînt *factori de capacitate portantă,* coeficienți adimensionali dați în tabelul IV.19.

Dacă pămîntul de sub talpa fundației este foarte compresibil, formula Terzaghi se folosește introducînd parametri ai rezistenței la tăiere modificați după cum urmează : $c' = 2/3\ c$, $\operatorname{tg}\Phi' = 2/3\ \operatorname{tg}\Phi$. Factorii de capacitate portantă calculați pentru valorile Φ', sînt reprezentați cu curbe punctate în fig. IV.48.

Formula lui Terzaghi a fost adaptată și pentru cazul fundației de formă dreptunghiulară încărcată cu o sarcină verticală excentrică, astfel :

$$p_{lim} = b'\gamma\ N_\gamma \left(1 - 0{,}3\,\frac{b'}{a'}\right) + \gamma\, h\, N_q \left(1 + 0{,}3\,\frac{b'}{a'}\right) + c\, N_c \left(1 + 0{,}3\,\frac{b'}{a'}\right), \tag{IV.75}$$

unde: $a' = a - 2e_1$, $b' = b - 2c_2$, a și b fiind lungimea, respectiv lățimea fundației;
e_1, e_2 — excentricitățile încărcării față de axele longitudinale respectiv, transversale ale fundației.

Dacă sînt folosite pentru stabilirea dimensiunilor în plan ale fundațiilor, formulele din această categorie trebuie afectate de un coeficient de siguranță. De exemplu, pentru formula (IV.75) se recomandă următorii coeficienți de siguranță; 2 pentru pămînturi necoezive și 2,5 pentru pămînturi coezive.

Tabelul IV.19

Valorile coeficienților N_γ, N_c și N_q din relația (IV.74)

Φ	N_γ	N_c	N_q	Φ	N_γ	N_c	N_q
0°	0,0	5,1	1,0	30°	9,0	30,1	18,4
5°	0,1	6,5	1,6	32°30′	13,6	37,0	24,6
10°	0,2	8,3	2,5	35°	20,4	46,1	33,3
15°	0,7	11,0	3,9	37°30′	31,0	53,4	45,8
20°	1,8	14,8	6,4	40°	47,7	75,3	64,2
22°30′	2,7	17,5	8,2	42°30′	75,0	99,3	91,9
25°	4,1	20,7	10,7	45°	120,5	133,9	134,9
27°30′	6,1	24,9	13,9	—	—	—	—

Metoda grafo-analitică Polșin-Tokar se referă la fundații continue sau dreptunghiulare rigide, de suprafață, acționate de o sarcină înclinată. Forma suprafeței de alunecare se admite apriori ca fiind circular—cilindrică. Etapele rezolvării sînt următoarele (fig. IV.49):

— se reprezintă fundația de lățime b și punctul C de aplicare a rezultantei;

— dintr-un centru oarecare O_1, aflat deasupra nivelului terenului, se construiește un arc de cerc AB, care trece prin muchia A a fundației. Din același centru se construiește un cerc auxiliar de rază $r \sin \Phi$ ($r = O_1 A$) și se duce verticala $O_1 D E$. Se calculează tg α cu relația:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{AD}{O_1 D};$$

— se determină greutatea Q a pămîntului cuprins în segmentul de cerc:

$$Q = r^2 \gamma \left(\pi \frac{\alpha^\circ}{180^\circ} - \sin \alpha \cos \alpha \right);$$

— dacă pămîntul are coeziune, se calculează ordonata z_c ($O_1 F$) a orizontalei auxiliare $k\,F\,k$:

$$z_c = \frac{\alpha^\circ}{180^\circ} \cdot \frac{\pi}{\sin \alpha} r$$

și se construiește orizontala;

— din punctul C se duce o dreaptă cu înclinarea rezultantei care intersectează verticala $O_1 D E$ în punctul E;

— se construiește poligonul de forțe (fig. IV.49,*b*) la o scară convențională, se reprezintă prin segmentul ad greutatea Q; din punctul d se construiește segmentul orizontal

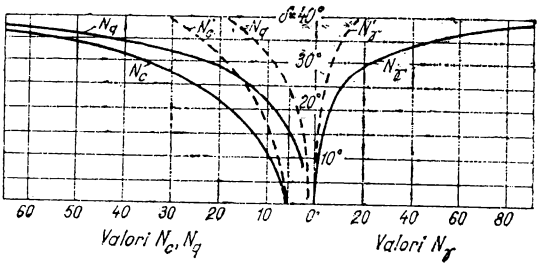


Fig. IV.48. Grafic cu variația coeficienților din relația (74).

$d\,e$, care reprezintă, la aceeași scară, forța totală de coeziune egală cu coarda AB înmulțită cu coeziunea c a pămîntului;

— din punctul F se duce, pînă la intersecția cu dreapta CE, în punctul g paralela Fg cu direcția ac din poligonul de forțe;

— prin punctul g se duce tangenta la cercul de rază $r \sin \Phi$ (cercul de frictiune);

— segmentul cf din poligonul de forțe paralel cu gM, care închide poligonul, se intersectează în punctul f cu segmentul af paralel cu CE;

— segmentul af reprezintă, la scara de forțe aleasă, mărimea rezultantei încărcării limită P_{lim} pe fundație.

Dacă pămîntul nu are coeziune, nu mai este necesară construirea orizontalei $k F k$ și a punctului f; tangenta la cercul de rază $r \sin \Phi$ se duce din punctul E.

Construcția se repetă pentru diferite arce de cerc care trec prin punctul A, duse din diferite centre O_2, O_3 etc. Se ia în considerare valoarea minimă P_{lim}. În această metodă, coeficientul de siguranță se exprimă ca raport între încărcarea limită P_{lim} stabilită după cum s-a arătat și încărcarea efectivă, de calcul P_{ef} pe fundație. Valori indicative pentru acest coeficient sînt de 3—4 la fundații cu lățimea sub 5 m.

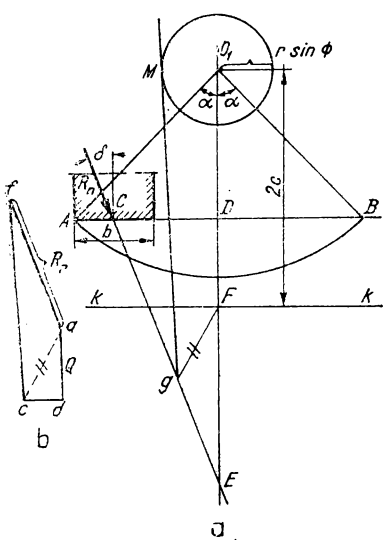


Fig. IV.49. Schema pentru metoda grafică Polșin-Tokar.

6.2.3. **Metode care stabilesc încărcarea pe fundație considerînd întregul masiv în stare de eforturi limită.** Metoda Sokolovski are

în vedere fundațiile continue, de mică adîncime (raportul între adîncimea de fundare h și lățime, mai mic decît 0,5).

Ordonatele diagramei presiunii limită verticale care apare pe talpa unei fundații, care se poate roti în cursul deformației (refularea într-o parte nu este exclusă) se determină astfel:

a) În cazul unui pămînt coeziv sau al unui pămînt necoeziv ($c = 0$), cînd există suprasarcina în afara fundației (fig. IV.50,*a*):

$$p_e = p_T (c + q \operatorname{tg} \Phi) + q, \tag{IV.76}$$

unde: $q = \gamma h$ este suprasarcina dată de greutatea pămîntului deasupra cotei de fundare;

p_T — coeficientul adimensional, care se determină din tabelul IV.20 în funcție de valoarea lui y_T care se calculează cu relația:

$$y_t = \frac{\gamma}{q \operatorname{tg} \Phi + c} y \; (0 < y < b);$$

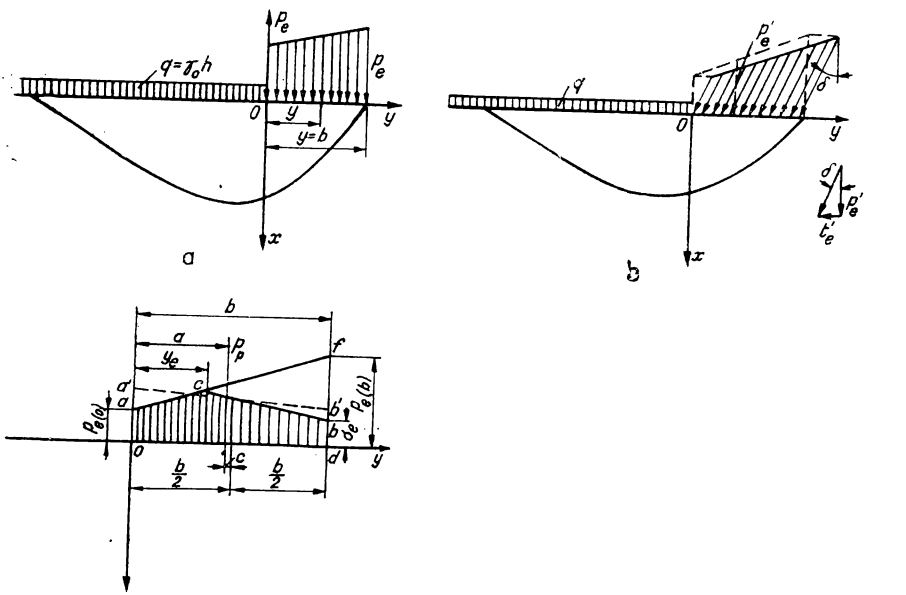


Fig. IV.50. Schema pentru metoda Sokolovski.

b) În cazul pămîntului necoeziv, cînd lipsește suprasarcina ($q = 0$), (tabelul IV.21).

$$p_e^0 = p_T^0 \gamma y. \tag{IV.77}$$

Valorile coeficientului p_T

Φ / γ_T	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5
5°	6,5	6,7	7,0	7,2	7,4	7,6	7,8	8,0
10°	8,3	9,0	9,6	10,2	10,8	11,3	11,8	12,3
15°	11,0	12,5	13,8	15,1	16,2	17,3	18,4	19,4
20°	14,8	17,9	20,6	23,1	25,4	27,7	29,8	31,9
25°	20,7	27,0	32,3	37,3	41,9	46,4	50,8	55,0
30°	30,1	43,0	53,9	64,0	73,6	82,9	91,8	101,0
35°	46,1	73,8	97,1	119,0	140,0	160,0	179,0	199,0
40°	75,3	139,0	193,0	243,0	292,0	339,0	386,0	432,0

Ordonatele diagramei presiunii limită înclinate (fig. IV.50, *b*) se calculează cu formula:

— componenta verticală:

$$I'_e = A_e \gamma y + B_e q + C_e c; \qquad \text{(IV.78. a}$$

— componenta orizontală:

$$t'_e = p'_e \operatorname{tg} \delta, \qquad \text{(IV.78.b)}$$

Tabelul IV. 21

Valorile coeficientului p_T^0 din relația (IV.77)

Φ	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
p_T^0	0,17	0,56	1,40	3,16	6,92	15,32	35,19	86,46	236,30

unde: δ este unghiul pe care-l face cu verticala rezultanta presiunii limită;

A_e, B_e, C_e — coeficienții dați în tabelul IV.22.

Excentricitatea punctului de aplicare a rezultantei presiunii limită P_{lim} (fig. I V. 50, *c*) se determină cu formula:

$$e_{lim} = \frac{b}{3}\left[\frac{2\,p_{e\,(b)} + p_{e\,(o)}}{p_{e\,(b)} + p_{e\,(o)}} - \frac{3}{2}\right]. \qquad \text{(IV.79)}$$

Dacă excentricitatea rezultantei încărcării efective P_{ef} nu este egală cu e_{lim} ($e \neq e_{lim}$) atunci, după cum rezultă din fig. IV.50 *c* se verifică posibilitatea construirii diagramei *oacbd* echivalentă cu diagrama presiunilor efective *oa' b'd* și în-

Tabelul IV. 20

din relația (IV. 76)

4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7, 0	7,5	8,0
8,2	8,3	8,5	8,7	8,8	9,0	9,2	9,2	9,5
12,8	13,2	13,7	14,1	14,5	14,9	15,4	15,8	16,2
20,5	21,4	22,4	23,3	24,3	25,2	26,1	27,0	27,9
34,0	36,0	38,0	39,9	41,8	43,8	45,7	47,5	48,9
59,2	63,3	67,3	71,3	75,3	79,2	83,1	87,0	90,8
109,0	118,0	127,0	135,0	143,0	151,0	160,0	168,0	176,0
218,0	237,0	256,0	275,0	293,0	312,0	331,0	349,0	368,0
478,0	523,0	568, 0	613,0	658,0	703,0	—	—	—

scrisă în diagrama limită *oafd*. Abscisa punctului *c* de schimbare a pantei diagramei echivalente (pe porțiunea *ac* diagrama echivalentă urmărește conturul diagramei de presiuni limită), y_e și ordonata σ_e se calculează cu relațiile:

$$[p_{e(o)} + p_{e(b')}](1 - m)\, y_e^2 + [m(p_{e(o)} + p_{e(b)})(3a - b) -$$

$$- p_{e(b)}\, b]\, y_e + [m(p_{e(o)} + p_{e(b)})(2b - 3a) - p_{e(o)}\, b]\, b = 0; \qquad \text{(IV.80)}$$

$$\sigma_e = \frac{m\,[p_{e(o)} + p_{e(b)}]\, b - [p_{e(b)}\, y_e + p_{e(o)}\, b]}{b - y_e}, \qquad \text{(IV.81)}$$

unde:

$$m = \frac{P_{lim}}{P_{ef}}.$$

Diagrama echivalentă poate fi construită dacă sînt îndeplinite condițiile: $0 \leqslant y_e \leqslant b$; $0 \leqslant \sigma_e \leqslant p_{e(b)}$.

Pentru asigurarea stabilității, în afara coeficientului de siguranță necesar (care în această metodă se recomandă a fi 3—4) trebuie respectată și condiția $y_e < 1/3\, b$.

Metoda VNIIG, cuprinsă în normele sovietice pentru calculul terenului de fundație al construcțiilor hidrotehnice [45], se referă la fundația placă flexibilă, care transmite pe talpă o presiune înclinată uniform distribuită. Etapele succesive de calcul sînt următoarele (fig. IV.51):

— se determină unghiul format de talpa fundației cu linia de alunecare *AB*, folosind graficul din fig. IV.51 sau relația:

$$1/2 \operatorname{cotg} \delta = \frac{\sin^2 \vartheta + \cos^2(\Phi - \vartheta)}{\sin 2\vartheta + \sin 2(\Phi - \vartheta)}; \qquad \text{(IV.82)}$$

Tabelul IV. 22

Valorile coeficienților A_e, B_e, C_e din relația (IV. 78)

δ \ Φ	coeficienți	5°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
5°	A_e	0,09	0,38	0,99	2,31	5,02	11,10	24,38	61,38	163,30
	B_e	1,24	2,16	3,44	5,56	9,17	15,60	27,90	52,70	96,40
	C_e	2,72	6,56	9,12	12,50	17,50	25,40	38,40	61,60	95,40
10°	A_e	—	0,17	0,62	1,51	3,42	7,64	17,40	41,78	109,50
	B_e	—	1,50	2,84	4,65	7,65	12,90	22,80	42,40	85,10
	C_e	—	2,84	6,88	10,00	14,30	20,60	31,10	49,30	84,10
15°	A_e	—	—	0,25	0,89	2,15	4,93	11,34	27,61	70,58
	B_e	—	—	1,79	3,64	6,13	10,40	18,10	33,30	65,40
	C_e	—	—	2,94	7,27	11,00	16,20	24,50	38,50	64,40
20°	A_e	—	—	—	0,32	1,19	2,92	6,91	16,41	43,00
	B_e	—	—	—	2,09	4,58	7,97	13,90	25,40	49,20
	C_e	—	—	—	3,00	7,68	12,10	18,50	29,10	48,20
25°	A_e	—	—	—	—	0,38	1,50	3,84	9,58	24,86
	B_e	—	—	—	—	2,41	5,67	10,20	18,70	36,75
	C_e	—	—	—	—	3,03	8,09	13,20	21,10	35,75.
30°	A_e	—	—	—	—	—	0,43	1,84	4,96	13,31
	B_e	—	—	—	—	—	2,75	6,94	13,10	25,40
	C_e	—	—	—	—	—	3,02	8,49	14,40	24,40
35°	A_e	—	—	—	—	—	—	0,47	2,21	6,41
	B_e	—	—	—	—	—	—	3,08	8,43	16,72
	C_e	—	—	—	—	—	—	2,97	8,86	15,72
40°	A_e	—	—	—	—	—	—	—	0,49	2,60
	B_e	—	—	—	—	—	—	—	3,42	10,15
	C_e	—	—	—	—	—	—	—	2,88	9,15
45°	A_e	—	—	—	—	—	—	—	—	0,50
	B_e	—	—	—	—	—	—	—	—	3,78
	C_e	—	—	—	—	—	—	—	—	2,78

— se construiește linia de alunecare EB care formează unghiul $\alpha = 90° + \Phi - \vartheta$ cu orizontala AE și linia de alunecare EC care formează unghiul $45° - \Phi/2$ cu orizontala ED;

— se construiește spirala logaritmică ce delimitează zona intermediară II având raza: $EC = r = r_0 e^{\theta \operatorname{tg} \Phi}$, unde $r_0 = EB$, iar $\theta = \pi/4 - \Phi/2 + \vartheta$;

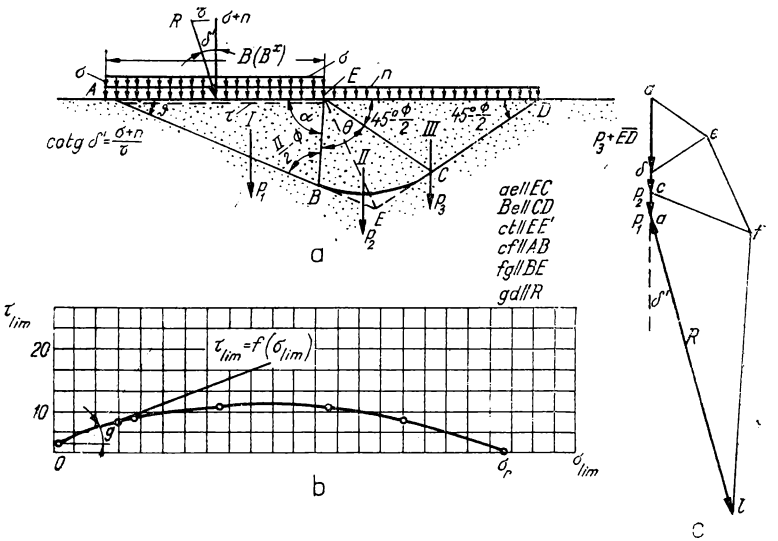


Fig. IV.51. Schema pentru metoda VNIIG.

— prismul de rupere se încheie cu linia CD care formează cu orizontala ED unghiul de $45° - \Phi/2$;

— se calculează greutățile proprii ale prismelor de pământ I, II și III: p_1, p_2, p_3;

— se construiește poligonul forțelor (fig. IV.51,*c*) pornind de la suprafața liberă ED a masivului de pământ și punînd condiția de echilibru pentru prismele III, II și I (se ține seama de proprietatea pe care o au reacțiunile pe fețele EC și CD de a fi conjugate). Din poligonul forțelor se află mărimea rezultantei presiunilor pe talpă, R, de înclinare cunoscută δ;

— încărcarea limită, uniform repartizată pe talpa fundației, este $q_{lim} = \dfrac{R}{B}$;

— presiunile limită, normală și tangențială, se calculează cu relațiile: $\sigma_{lim} = q_{lim} \cos \delta$ și $\tau_{lim} = q_{lim} \sin \delta$;

În cazul în care pământul are coeziune, calculul se face ca pentru pământul necoeziv, cu următoarea deosebire: pe întreaga suprafață a masivului necoeziv inclusiv ampriza fundației se aplică o suprasarcină $n = c \operatorname{cotg} \Phi$. Înclinarea presiunii exterioare devine: $\operatorname{tg} \delta' = \dfrac{\tau}{\sigma + n}$. De efortul normal n se ține seama la calculul greutăților G_3 a zonei

III (se adaugă $nE\overline{D}$) și G_1 a zonei *I* (se adaugă $nA\overline{E}$). Presiunile limită, normală și tangențială, sînt în acest caz: $\sigma_{lim} = q_{lim}\cos\delta' - n$ și $\tau_{lim} = q_{lim}\sin\delta'$;

— pentru diferite valori ale lui δ' (de la $\delta' = 0$ pînă la $\delta' = \Phi$), cărora le corespund diferite valori ale lui δ se calculează perechile de valori σ_{lim}, τ_{lim} care se înscriu pe o curbă (fig. IV.51, *b*);

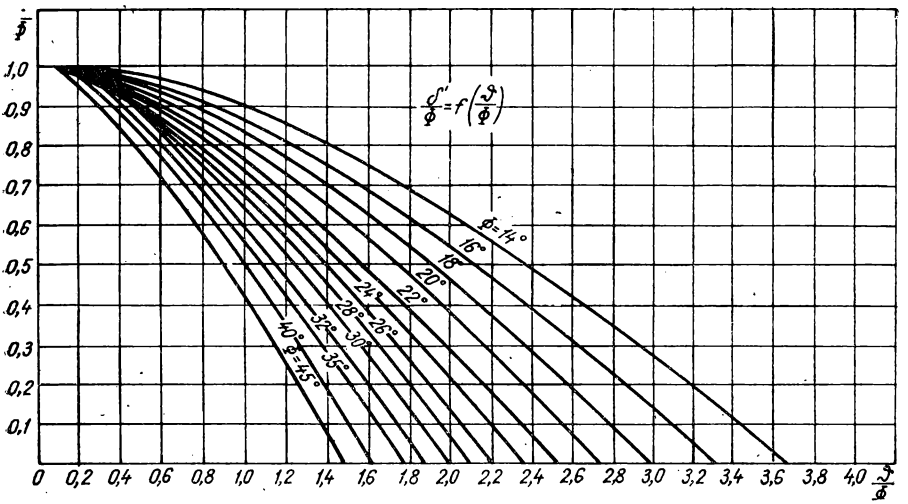


Fig. IV.52. Grafice pentru calculul cu metoda VNIIG.

— de pe curba $\tau_{lim} = f(\sigma_{lim})$ se scoate pentru un σ dat valoarea căutată a lui τ_{lim};

— dacă încărcarea este excentrică, în locul lățimii B se folosește lățimea redusă $B' = B - 2e$, e fiind excentricitatea rezultantei sarcinii exterioare față de axul fundației.

Metoda permite luarea în considerare și a forțelor de acțiune hidrodinamică. În acest scop se construește spectrul hidrodinamic al apei de infiltrație și se determină pentru fiecare porțiune din ochiul rețelei, care se suprapune peste zonele plastice, valoarea forței hidrodinamice:

$$J_k = \gamma_w i_k A_k,$$

unde: J_k este forța hidrodinamică;

A_k — suprafața ochiului de rețea;

γ_w — greutatea specifică a apei;

$i_k = \dfrac{H_k - H_{k-1}}{l_k}$ — gradientul hidrodinamic al ochiului de rețea, unde: H_k, H_{k-1} sînt presiunile piezometrice corespunzătoare liniilor echipotențiale care mărginesc ochiul de rețea considerat;

l_k — distanța dintre liniile echipotențiale, măsurată la mijlocul ochiului de rețea. Forțele hidrodinamice J_k se consideră aplicate în centrele de greutate ale ochiurilor rețelei și se însumează grafic cu forțele datorite greutății proprii uscate; $G_k = \lambda_d A_K$ și cu forțele de subpresiune hidrostatică $S_k = \left(1 - \frac{n}{100}\right) \gamma A_k$, unde n este porozitatea.

6.3. METODE EMPIRICE PENTRU CALCULUL CAPACITĂȚII PORTANTE

Caracteristic metodelor empirice este faptul că permit determinarea capacității de încărcare a diferitelor pămînturi fără a face apel la cunoașterea proprietăților mecanice ale acestora (rezstența de tăiere, compresibilitate). Dintre metodele empirice, cele mai răspîndite sînt taibelele de presiuni admisibile. Asemenea tabele sînt cuprinse și în STAS 3503-52 [39].

7. PRESIUNEA PĂMÎNTULUI

7.1. PRINCIPII DE BAZĂ

Mărimea și distribuția presiunii depinde de deplasarea posibilă a peretelui asupra căruia se exercită. În cazul în care peretele nu se poate deplasa, pămîntul, la rîndul lui, nu poate avea deformații laterale; în acest caz, presiunea exercitată de pămînt asupra peretelui corespunde presiunii de repaus E_0.

Valoarea presiunii de repaus poate fi luată:

$$E_0 = \gamma \frac{H}{2} K_0, \tag{IV.83}$$

în care K_0 depinde de natura pămîntului și de starea în care se găsește și după Brinch Hansen [14] poate fi calculat cu formula empirică:

$$K_0 = 1 - \sin \Phi', \tag{IV.84}$$

în care Φ' este unghiul efectiv de frecare.

Dacă peretele rigid se poate deplasa și dacă se deplasează depărtîndu-se de pămînt permițînd o dilatare a acestuia, presiunea pămîntului descrește, pînă cînd se produce ruperea prin învingerea rezistenței la tăiere. Se ajunge la o valoare minimă a presiunii, denumită *împingere activă*. O deplasare suplimentară a peretelui nu mai influențează valoarea presiunii.

Dacă, din contră, peretele se deplasează spre pămînt, forța necesară pentru a produce deformația pămîntului este mai mare decît aceea corespunzătoare presiunii de repaus și atinge valoarea maximă o dată cu ruperea pămîntului. Presiunea pămîntului, în această situație, este denumită *rezistența pasivă*.

Pentru a se atinge valoarea minimă a presiunii pămîntului, împingerea activă, este necesară o deplasare a peretelui δ_a de ordinul a 1/1 000 din înălțimea H a lui, pe cînd

pentru dezvoltarea rezistenței pasive este necesară o deplasare a peretelui p de ordinul a $1/100\,H$ (fig. IV.53).

Pentru a se putea determina împingerea activă sau rezistența pasivă este necesar a se cunoaște:

— indicii rezistenței la tăiere a pământului c și Φ;

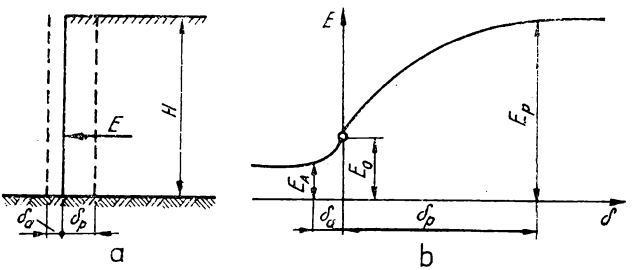


Fig. IV.53. Variația împingerii pământului b în funcție de deplasare a.

— greutatea volumetrică a pământului γ;
— unghiul de frecare între pământ și perete δ;
— caracteristicile geometrice ale profilului terenului;
— înălțimea peretelui H;
— înclinarea feței interioare a peretelui;
— înclinarea suprafeței terenului;
— mărimea și repartiția eventualelor supraîncărcări ale terenului;
— condițiile hidrogeologice.

7.2. ÎMPINGEREA ACTIVĂ

Mărimea și distribuția împingerii active depind de modul de deplasare al peretelui de susținere. Această deplasare poate fi definită ca o rotire a peretelui rigid în jurul unui punct D (fig. IV.54). Dacă punctul D se găsește la baza peretelui sau mai jos pînă la infinit (deplasarea paralelă a peretelui), la o deplasare suficient de mare, condițiile de rupere se realizează în toate punctele secțiunei de pământ situate deasupra unei suprafețe de alunecare (rupere zonală). Dacă punctul D este situat deasupra mijlocului peretelui condițiile de rupere se realizează numai de-a lungul unei suprafețe de alunecare. Dacă punctul de rotire este situat în jumătatea inferioară a peretelui se produce o rupere combinată. În cele ce urmează se tratează numai cazul ruperii zonale, care constituie cazul cel mai obișnuit.

7.2.1. **Împingerea activă a pământurilor fără coeziune.** Teoriile lui Coulomb și Rankine, care admit ipoteza suprafețelor plane de alunecare, dau rezultate suficient de exacte în cazul împingerii active, deși în general suprafețele de alunecare sînt curbe. În cazul particular al echilibrului Rankine — peretele de sprijin vertical și direcția

împingerii paralelă cu suprafaţa plană a terenului — teoriile lui Coulomb şi Rankine dau aceleaşi rezultate, care constituie soluţia exactă a problemei.

Metodele grafice obişnuite, Poncelet şi Culmann, permit calculul împingerii totale, dar nu dau repartiţia presiunii. Practic, în cazul general, distribuţia presiunii poate fi stabilită împărţind înălţimea peretelui H într-un număr de părţi egale de exemplu 4

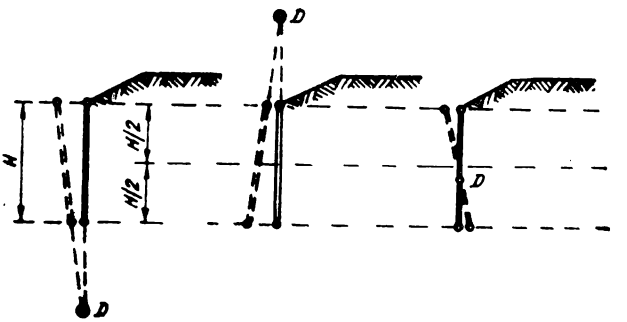


Fig. IV.54. Diferite cazuri de rotire a peretelui.

şi calculînd împingerea totală pentru peretele de înălţime $\frac{H}{4}$, $\frac{H}{2}$, $\frac{3H}{4}$ şi H. Pornind de la aceste valori şi admiţînd o distribuţie uniformă a presiunii pe fiecare porţiune considerată se poate determina o variaţie în scară a presiunii pe întreaga înălţime a peretelui (fig. IV.55).

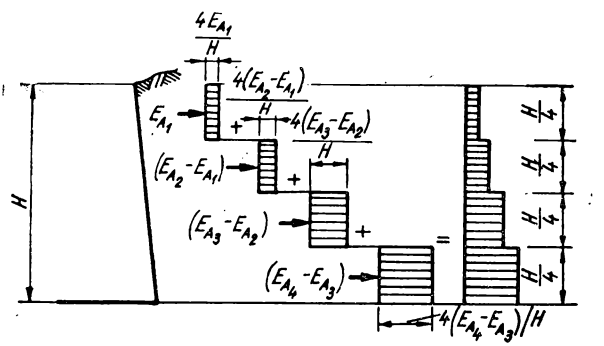


Fig. IV.55. Variaţia presiunii pămîntului pe înălţimea peretelui.

Metoda grafică a lui Mund [22] permite şi determinarea distribuţiei presiunii. În cazul în care suprafaţa terenului poate fi asimilată cu un plan şi supraîncărcarea este uniformă în zona de influenţă a peretelui, repartiţia presiunii poate fi admisă liniară.

În acest caz, dacă E_A este mărimea împingerii, determinată cu una din metodele grafice, împingerea specifică e_A la adîncimea z este :

$$e_A = \gamma z K_A , \tag{IV.85}$$

în care $K_A = \dfrac{2E_A}{\gamma' H^2}$ este coeficientul de împingere activă.

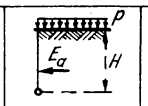
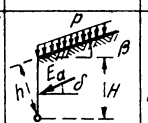
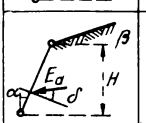
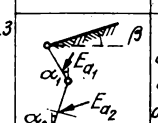
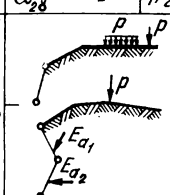
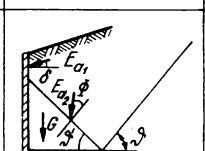
CAZUL			SOLUȚIA	
			Analitică	Grafică
1		$\beta=0$ $\delta=0$ $\alpha=0$	$E_a=K_a\dfrac{\gamma_e H^2}{2}$ $\quad \gamma_e=\gamma+\dfrac{2p}{H}$ $\quad K_a=tg^2(45°-\phi/2)$	Poncelet
2.1		$\beta\neq0$ $\delta\neq0$ $\alpha=0$	$E_a=K_a\dfrac{\gamma_e H^2}{2}$ $\quad \gamma_e=\gamma+\dfrac{2p}{H}$ $\quad K_a=\dfrac{\cos^2\phi}{\cos\delta\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos\delta\cos\beta}}\right]^2}$	Poncelet
2.2		$\beta\neq0$ $\delta\neq0$ $\alpha\neq0$	$K_a=\dfrac{\cos^2(\phi+\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\delta-\alpha)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\delta-\alpha)\cos(\alpha+\beta)}}\right]^2}$	Poncelet
2.3		$\beta\neq0$ $\alpha_1\neq0$ $\alpha_2\neq0$ $\delta_1,\delta_2\neq0$	Idem cu 2.2, dar două calcule sau două construcții Poncelet	
3.1 3.2			—	Metoda Culmann (nu dă decît rezultanta) Metoda Mund (dă și repartiția presiunilor)
4.			—	Împingerea pămîntului ca la 2.3 peretele fictiv fiind înclinat cu unghiul ϑ

Fig. IV.56. Schena metodelor de calcul a împingerii pămîntului pentru diferite cazuri ce intervin în practică.

Pentru această situație calculul poate fi făcut și analitic.

În fig. IV.56 se indică metodele obișnuite pentru calculul împingerii active pentru diferite cazuri ce intervin în practică.

În tabelul IV.23 sînt dați coeficienții de împingere K_A pentru unghiuri de frecare $\Phi = 20...32{,}5°$ și diferite înclinări ale peretelui și a suprafeței plane a terenului. Unghiurile α, β și δ au semnele din fig. IV.57.

7.2.2. **Construcția lui Poncelet** (fig. IV.58). Construcția se poate folosi numai în cazurile în care suprafața terenului poate fi asimilată cu o suprafață plană. Astfel:

— se trasează dreapta b înclinată cu unghiul Φ;

— se construiește semicercul de diametrul $K\,M$;

— se trasează dreapta de orientare s înclinată cu $\Phi + \delta$ față de perete;

— se ridică perpendiculara în O pe b, care intersectează cercul în P;

— se ia $KQ = KP$ pe b;

— prin Q se duce paralela e la s;

— prin R se duce perpendiculara f la b;

— suprafața de alunecare este RK;

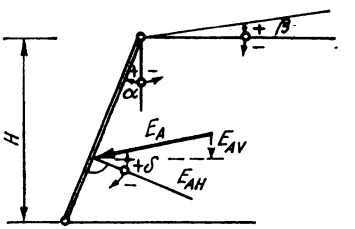


Fig. IV.57. Schiță cu semnele unghiurilor α, β și δ.

— împingerea activă este $E_A = \gamma \frac{ef}{2}$, e și f fiind dați în m.

În cazul în care linia b intersectează suprafața terenului sub un unghi mic, construcția se poate face pe suprafața peretelui (fig. IV.58, *b*). Din O se duce o paralelă la suprafața terenului pînă la O_1 și semicercul se construiește cu KL ca diametru.

7.2.3. **Construcția lui Culmann** (fig. IV.59) se realizează astfel:

— se trasează dreptele b și s ca mai înainte;

— se duc dreptele $BJ_1, BJ_2, BJ_3, \ldots$, de înclinare oarecare;

— greutățile $G_1, G_2, G_3, \ldots$, ale prismelor respective de pămînt se pun, la scara forțelor, pe dreapta b;

— se duc paralelele la dreapta s prin $G_1, G_2, G_3, \ldots$;

— se unesc punctele de intersecție *1, 2, 3*, ..., ale acestor drepte cu dreptele BJ_1, BJ_2, BJ_3, ..., corespunzătoare. Se obține curba E a lui Culmann;

— se duce tangenta t la curbă, respectiv t' în cazul supraîncărcării, paralelă cu b. Împingerea activă este $E_A = E_{max}\ (= E_A^P)$.

Suprafața de alunecare este BJ, respectiv BJ_4.

7.2.4. **Împingerea activă asupra unui zid de sprijin de beton armat** (fig. IV.60). În spatele zidului se formează suprafețele de alunecare g și g' care fac între ele unghiul de $90° - \Phi$ (fig. 60, *a*).

În cazul în care suprafața g' intersectează peretele, rezultanta R la nivelul tălpii de fundație poate fi obținută în două moduri și anume (fig. IV.60, *b*):

— prin compunerea greutății G_1, a zidului și a prismului de pămînt $AFKX'$, cu împingerea E_1, corespunzătoare suprafeței AX' cu $\delta = \Phi$;

— prin compunerea greutății G_2, a zidului și a prismului de pămînt $AFKB$, cu împingerea E_2, corespunzătoare suprafeței verticale AB sau $\delta = \beta$.

Tabelul IV.23

Valorile coeficienților K_A de împingere activă $\Phi = 20°$

ε	β / δ	0°	5°	10°	15°	20°
−30°	0°	0,77	0,84	0,93	1,06	1,50
	10°	0,74	0,82	0,93	1,09	1,69
	15°	0,75	0,83	0,95	1,13	1,83
	20°	0,76	0,85	0,98	1,19	2,01
−20°	0°	0,65	0,70	0,76	0,93	1,20
	10°	0,62	0,67	0,75	0,87	1,31
	15°	0,61	0,67	0,76	0,89	1,38
	20°	0,61	0,68	0,77	0,92	1,48
−10°	0°	0,56	0,60	0,65	0,74	1,02
	10°	0,52	0,56	0,63	0,72	1,06
	15°	0,51	0,56	0,62	0,72	1,10
	20°	0,51	0,56	0,63	0,73	1,15
0°	0°	0,49	0,52	0,57	0,64	0,88
	10°	0,45	0,48	0,53	0,61	0,90
	15°	0,43	0,47	0,52	0,60	0,91
	20°	0,43	0,46	0,52	0,60	0,94
+10°	0°	0,43	0,46	0,50	0,56	0,77
	10°	0,38	0,41	0,45	0,52	0,78
	15°	0,37	0,40	0,44	0,51	0,78
	20°	0,36	0,39	0,43	0,50	0,79
+20°	0°	0,38	0,40	0,44	0,49	0,71
	10°	0,33	0,35	0,39	0,44	0,67
	15°	0,31	0,34	0,37	0,43	0,67
	20°	0,30	0,33	0,36	0,42	0,66
+30°	0°	0,33	0,35	0,38	0,43	0,63
	10°	0,28	0,29	0,32	0,37	0,59
	15°	0,26	0,28	0,30	0,35	0,57
	20°	0,25	0,26	0,29	0,34	0,56

Tabelul IV.23 (continuare)

α	β / δ	0°	5°	10°	15°	20°	22°30′
−30°	0°	0,73	0,79	0,87	0,98	1,17	1,51
	10°	0,71	0,78	0,80	1,00	1,24	1,71
	15°	0,71	0,79	0,89	1,03	1,30	1,85
	22°30′	0,73	0,82	0,94	1,10	1,43	2,15
−20°	0°	0,61	0,65	0,71	0,79	0,93	1,20
	10°	0,58	0,63	0,70	0,79	0,96	1,30
	15°	0,57	0,63	0,70	0,80	0,99	1,38
	22°30′	0,58	0,64	0,72	0,84	1,06	1,53
−10°	0°	0,52	0,55	0,60	0,66	0,78	0,99
	10°	0,48	0,52	0,57	0,64	0,78	1,05
	15°	0,48	0,52	0,57	0,64	0,79	1,08
	22°30′	0,47	0,52	0,57	0,66	0,82	1,16
0°	0	0,44	0,47	0,51	0,56	0,66	0,85
	10°	0,41	0,44	0,48	0,54	0,64	0,87
	15°	0,40	0,43	0,47	0,53	0,64	0,88
	22°30′	0,39	0,42	0,46	0,53	0,65	0,92
+10°	0°	0,42	0,45	0,48	0,53	0,62	0,82
	10°	0,35	0,37	0,40	0,45	0,54	0,73
	15°	0,33	0,36	0,39	0,44	0,53	0,74
	22°30′	0,32	0,33	0,38	0,43	0,53	0,75
+20°	0°	0,33	0,35	0,38	0,42	0,49	0,65
	10°	0,29	0,31	0,33	0,37	0,45	0,62
	15°	0,28	0,29	0,31	0,36	0,44	0,62
	22°30′	0,26	0,28	0,30	0,34	0,43	0,62
+30°	0°	0,27	0,29	0,31	0,34	0,41	0,57
	10°	0,23	0,25	0,27	0,30	0,37	0,52
	15°	0,22	0,23	0,25	0,28	0,35	0,51
	22°30′	0,20	0,22	0,24	0,27	0,34	0,50

Tabelul IV.23 (continuare)

$\Phi = 25°$

α	δ \ β	0°	5°	10°	15°	20°	25°
−30°	0°	0,69	0,74	0,82	0,91	1,03	1,42
	10°	0,67	0,74	0,82	0,92	1,09	1,73
	15°	0,67	0,74	0,83	0,95	1,14	1,87
	25°	0,71	0,79	0,89	1,04	1,27	2,31
−20°	0°	0,56	0,60	0,66	0,73	0,81	1,16
	10°	0,54	0,59	0,65	0,72	0,84	1,30
	15°	0,54	0,59	0,65	0,73	0,86	1,37
	25°	0,55	0,61	0,68	0,77	0,93	1,59
−10°	0°	0,51	0,54	0,58	0,63	0,71	0,96
	10°	0,48	0,51	0,56	0,62	0,72	1,09
	15°	0,47	0,51	0,55	0,62	0,72	1,13
	25°	0,47	0,51	0,56	0,63	0,75	1,25
0°	0°	0,41	0,43	0,46	0,50	0,56	0,82
	10°	0,37	0,40	0,43	0,48	0,55	0,83
	15°	0,36	0,39	0,42	0,47	0,55	0,85
	25°	0,36	0,38	0,42	0,47	0,55	0,91
+10°	0°	0,34	0,38	0,42	0,45	0,51	0,70
	10°	0,31	0,33	0,35	0,39	0,45	0,69
	15°	0,30	0,32	0,34	0,38	0,44	0,69
	25°	0,29	0,31	0,33	0,37	0,44	0,72
+20°	0°	0,29	0,30	0,32	0,35	0,39	0,58
	10°	0,25	0,27	0,29	0,32	0,36	0,58
	15°	0,24	0,26	0,27	0,30	0,35	0,57
	25°	0,22	0,24	0,26	0,29	0,34	0,57
+30°	0°	0,22	0,24	0,26	0,28	0,31	0,48
	10°	0,20	0,21	0,22	0,24	0,28	0,47
	15°	0,18	0,20	0,21	0,23	0,27	0,45
	25°	0,17	0,18	0,19	0,21	0,25	0,44

Tabelul IV,23 (continuare)

$\Phi = 27°30'$

α	δ \ β	0°	5°	10°	15°	20°	25°	27°30′
−30°	0°	0,65	0,70	0,77	0,84	0,96	1,15	1,54
	10°	0,64	0,70	0,77	0,86	0,99	1,23	1,74
	15°	0,64	0,70	0,78	0,88	1,02	1,30	1,88
	20°	0,65	0,72	0,80	0,91	1,07	1,38	2,07
	27°30′	0,68	0,76	0,86	0,99	1,18	1,56	2,48
−20°	0°	0,53	0,56	0,61	0,67	0,74	0,88	1,17
	10°	0,51	0,55	0,60	0,66	0,76	0,93	1,28
	15°	0,51	0,55	0,60	0,67	0,77	0,96	1,36
	20°	0,51	0,56	0,61	0,68	0,79	1,00	1,45
	27°30′	0,52	0,58	0,64	0,72	0,84	1,09	1,65
−10°	0°	0,44	0,47	0,50	0,55	0,61	0,72	0,95
	10°	0,42	0,44	0,48	0,53	0,60	0,73	1,00
	15°	0,41	0,44	0,48	0,53	0,60	0,74	1,04
	20°	0,41	0,44	0,48	0,53	0,61	0,76	1,08
	27°30′	0,41	0,44	0,49	0,54	0,63	0,80	1,18
0°	0°	0,37	0,39	0,42	0,45	0,50	0,60	0,87
	10°	0,34	0,36	0,39	0,42	0,48	0,58	0,80
	15°	0,33	0,35	0,38	0,41	0,47	0,58	0,81
	20°	0,33	0,35	0,38	0,42	0,47	0,59	0,84
	27°30′	0,32	0,35	0,38	0,42	0,48	0,60	0,89
+10°	0°	0,30	0,32	0,34	0,37	0,41	0,49	0,66
	10°	0,28	0,29	0,31	0,34	0,38	0,47	0,65
	15°	0,27	0,28	0,30	0,33	0,37	0,46	0,65
	20°	0,26	0,28	0,30	0,33	0,37	0,46	0,66
	27°30′	0,26	0,27	0,29	0,32	0,37	0,46	0,68
+20°	0°	0,25	0,26	0,28	0,30	0,33	0,39	0,55
	10°	0,22	0,23	0,24	0,27	0,30	0,37	0,52
	15°	0,21	0,22	0,24	0,26	0,29	0,36	0,52
	20°	0,20	0,21	0,23	0,25	0,28	0,35	0,52
	27°30′	0,19	0,21	0,22	0,24	0,28	0,35	0,52
+30°	0°	0,19	0,20	0,21	0,22	0,25	0,31	0,44
	10°	0,16	0,17	0,18	0,20	0,22	0,27	0,41
	15°	0,15	0,16	0,17	0,19	0,21	0,26	0,40
	20°	0,15	0,15	0,16	0,18	0,20	0,26	0,39
	27°30′	0,14	0,15	0,16	0,17	0,19	0,25	0,38

Tabelul IV.23 (continuare)

$\Phi = 30°$

α	β / δ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°
−30°	0°	0,62	0,67	0,72	0,79	0,88	1,03	1,52
	10°	0,60	0,66	0,72	0,80	0,91	1,08	1,74
	15°	0,61	0,67	0,73	0,82	0,94	1,12	1,89
	20°	0,62	0,68	0,75	0,85	0,97	1,18	2,07
	30°	0,67	0,74	0,83	0,94	1,11	1,38	2,67
−20°	0°	0,50	0,53	0,57	0,62	0,69	0,79	1,17
	10°	0,48	0,51	0,56	0,61	0,67	0,80	1,27
	15°	0,48	0,51	0,56	0,62	0,70	0,82	1,34
	20°	0,48	0,52	0,57	0,63	0,71	0,85	1,43
	30°	0,50	0,55	0,60	0,67	0,78	0,95	1,71
−10°	0°	0,41	0,43	0,46	0,50	0,55	0,63	0,92
	10°	0,38	0,41	0,44	0,48	0,53	0,62	0,97
	15°	0,58	0,40	0,44	0,48	0,53	0,63	1,00
	20°	0,38	0,40	0,44	0,48	0,54	0,64	1,05
	30°	0,38	0,42	0,45	0,50	0,57	0,68	1,19
0°	0°	0,33	0,35	0,37	0,40	0,44	0,50	0,75
	10°	0,31	0,33	0,35	0,38	0,42	0,49	0,75
	15°	0,30	0,32	0,34	0,37	0,42	0,48	0,78
	20°	0,30	0,32	0,34	0,37	0,41	0,49	0,80
	30°	0,30	0,32	0,34	0,38	0,42	0,50	0,87
+10°	0°	0,27	0,29	0,30	0,32	0,36	0,40	0,62
	10°	0,24	0,26	0,27	0,30	0,33	0,38	0,60
	15°	0,24	0,25	0,27	0,29	0,32	0,37	0,61
	20°	0,23	0,24	0,26	0,28	0,32	0,37	0,61
	30°	0,23	0,24	0,26	0,28	0,31	0,37	0,64
+20°	0°	0,21	0,22	0,23	0,24	0,27	0,31	0,50
	10°	0,19	0,20	0,21	0,22	0,25	0,29	0,48
	15°	0,18	0,19	0,20	0,22	0,24	0,28	0,47
	20°	0,17	0,18	0,19	0,21	0,23	0,27	0,47
	30°	0,17	0,18	0,19	0,20	0,23	0,27	0,48
+30°	0°	0,15	0,16	0,17	0,18	0,20	0,23	0,38
	10°	0,15	0,14	0,15	0,16	0,17	0,20	0,35
	15°	0,13	0,13	0,14	0,15	0,16	0,19	0,34
	20°	0,12	0,13	0,13	0,14	0,16	0,19	0,34
	30°	0,11	0,12	0,13	0,14	0,15	0,18	0,33

Tabelul IV. 23 (continuare)

$\Phi = 32°20'$

α	β / δ	0°	5°	10°	15°	20°	25°	30°	32°30′
	0°	0,59	0,63	0,68	0,75	0,82	0,93	1,13	1,55
	10°	0,57	0,62	0,68	0,75	0,84	0,97	1,21	1,74
−30°	15°	0,58	0,63	0,69	0,76	0,86	1,00	1,28	1,88
	25°	0,61	0,67	0,74	0,82	0,94	1,12	1,48	2,32
	32°30′	0,65	0,72	0,80	0,91	1,05	1,27	1,72	2,88
	0°	0,47	0,50	0,53	0,58	0,63	0,71	0,86	1,15
	10°	0,45	0,48	0,52	0,56	0,63	0,72	0,89	1,25
−20°	15°	0,45	0,48	0,52	0,57	0,63	0,73	0,92	1,32
	25°	0,46	0,50	0,54	0,60	0,67	0,78	1,01	1,53
	32°30′	0,48	0,52	0,57	0,64	0,72	0,85	1,12	1,77
	0°	0,38	0,40	0,42	0,46	0,50	0,56	0,67	0,90
	10°	0,35	0,38	0,40	0,44	0,48	0,54	0,67	0,94
−10°	15°	0,35	0,37	0,40	0,43	0,48	0,55	0,68	0,97
	25°	0,35	0,38	0,41	0,44	0,49	0,57	0,72	1,07
	32°30′	0,36	0,39	0,42	0,46	0,52	0,60	0,78	1,19
	0°	0,30	0,32	0,34	0,36	0,39	0,44	0,53	0,72
	10°	0,28	0,29	0,31	0,37	0,34	0,42	0,51	0,72
0°	15°	0,27	0,29	0,31	0,33	0,37	0,42	0,52	0,74
	25°	0,27	0,29	0,31	0,33	0,37	0,42	0,53	0,78
	32°30	0,27	0,29	0,31	0,34	0,38	0,43	0,55	0,84
	0°	0,24	0,25	0,26	0,28	0,31	0,34	0,41	0,57
	10°	0,22	0,23	0,24	0,26	0,28	0,32	0,39	0,56
+10°	15°	0,21	0,22	0,23	0,25	0,28	0,31	0,39	0,56
	25°	0,20	0,21	0,23	0,24	0,27	0,31	0,39	0,58
	32°30′	0,20	0,21	0,23	0,25	0,27	0,31	0,40	0,61
	0°	0,18	0,19	0,20	0,21	0,23	0,26	0,31	0,45
	10°	0,16	0,17	0,18	0,19	0,21	0,23	0,29	0,43
+20°	15°	0,16	0,16	0,17	0,18	0,20	0,22	0,28	0,42
	25°	0,15	0,15	0,16	0,17	0,19	0,21	0,27	0,42
	32°30′	0,14	0,15	0,16	0,17	0,19	0,21	0,28	0,43
	0°	0,13	0,13	0,14	0,14	0,16	0,18	0,22	0,33
	10°	0,11	0,11	0,12	0,12	0,14	0,15	0,19	0,30
+30°	15°	0,10	0,11	0,11	0,12	0,13	0,15	0,19	0,29
	25°	0,10	0,10	0,10	0,11	0,12	0,14	0,18	0,28
	32°30′	0,09	0,10	0,10	0,11	0,12	0,13	0,17	0,28

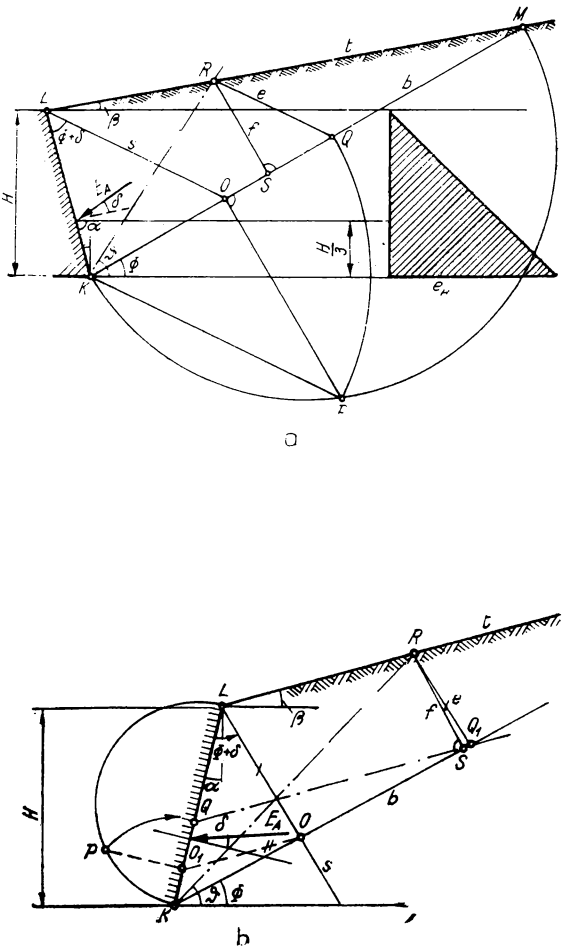


Fig. IV.58. Construcția lui Poncelet pentru împingerea activă

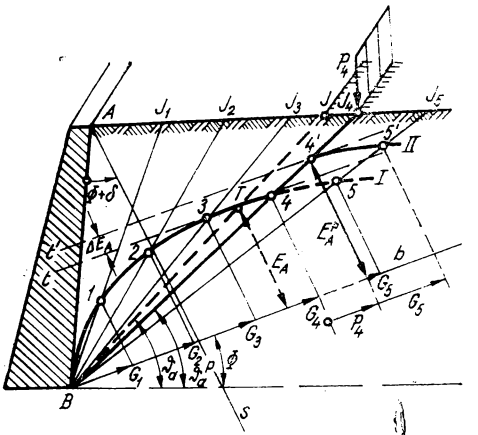


Fig. IV.59. Construcția lui Culmann.

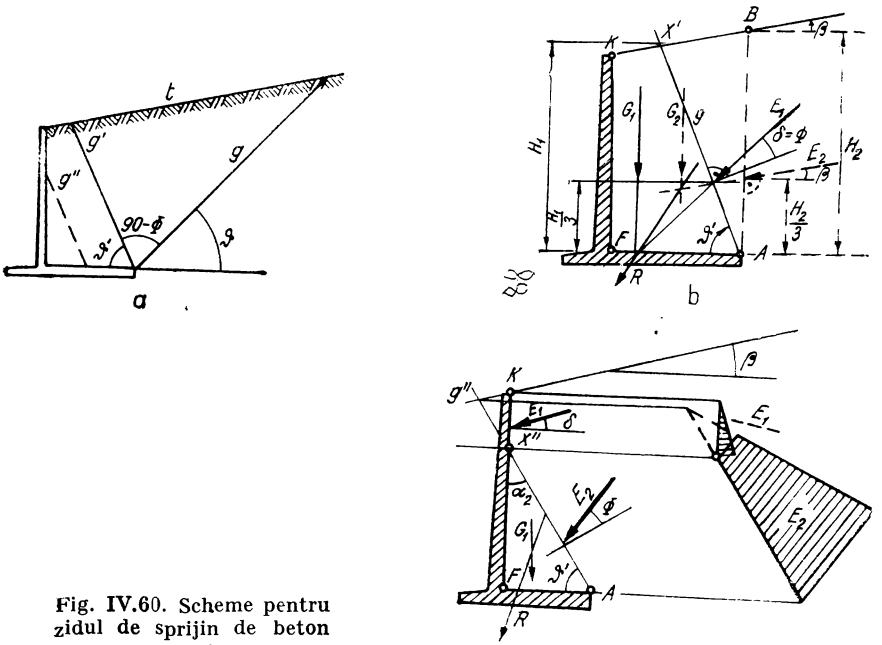


Fig. IV.60. Scheme pentru zidul de sprijin de beton armat.

În cazul în care suprafața g' intersectează suprafața interioară a peretelui împingerea se determină pe suprafața frîntă $AX''K$ (fig. IV. 60, *c*). Pentru suprafața AX'' se consideră $\delta = \Phi$. Înclinarea δ' a suprafeței de alunecare se poate stabili cu ajutorul diagramei din fig. IV.61.

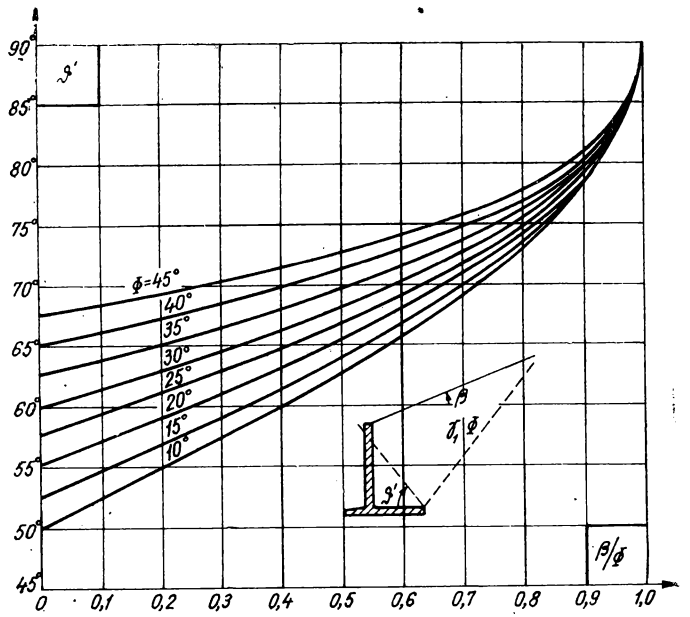


Fig. IV.61. Grafic pentru calculul înclinării suprafeței de alunecare.

7.2.5. **Împingerea activă asupra unui zid de sprijin cu console** (fig. IV.62). Înclinarea suprafețelor de alunecare deasupra consolelor se determină ca mai înainte.

Dreapta de orientare *s* face un unghi egal cu 2Φ cu suprafața de alunecare. Coeficientul de împingere este:

$$K'_A = \frac{e'f'}{h_I^2} \cdot \qquad \text{(IV.86. a)}$$

Pentru peretele vertical construcția lui Poncelet este făcută pentru o înălțime oarecare *h*. Coeficientul de împingere corespunzător este:

$$K_A = \frac{ef}{h^2} \cdot \qquad \text{(IV.86. b)}$$

Valorile împingerilor specifice care intervin în diagrama de presiune sînt :

$$e_I = \gamma h_I K'_A; \qquad \text{(IV. 87. a)}$$

$$e_{II} = \gamma h_{II} K_A; \qquad \text{(IV.87. b)}$$

$$e_{III} = \gamma H K_A. \qquad \text{(IV.87. c)}$$

7.2.6. **Împingerea activă în cazul unui pămînt stratificat** (fig. IV.63). Pentru determinarea împingerii pe înălțimea de perete corespunzătoare fiecărui strat în parte, se transformă încărcarea de deasupra stratului în cauză într-o înălțime de pământ de aceeași greutate volumetrică ca a stratului în cauză. Astfel pentru primul strat, supraîncărcarea p

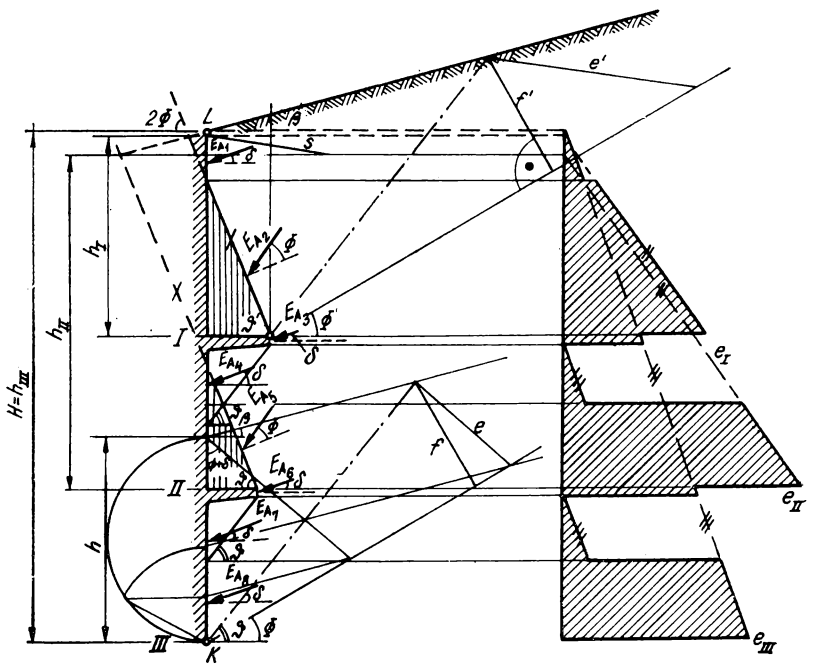


Fig. IV.62. Cazui zidului cu console.

se transformă într-o înălțime echivalentă $h'_1 = \dfrac{p}{\gamma_1}$; pentru stratul al doilea înălțimea echivalentă a supraîncărcării este $h''_2 = \dfrac{p - \gamma_1 h}{\gamma_2}$ etc.

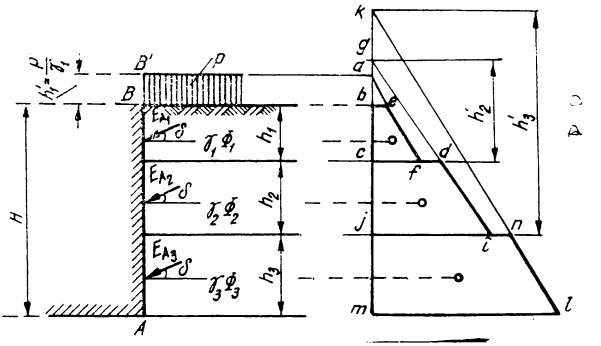


Fig. IV.63. Cazul terenului stratificat.

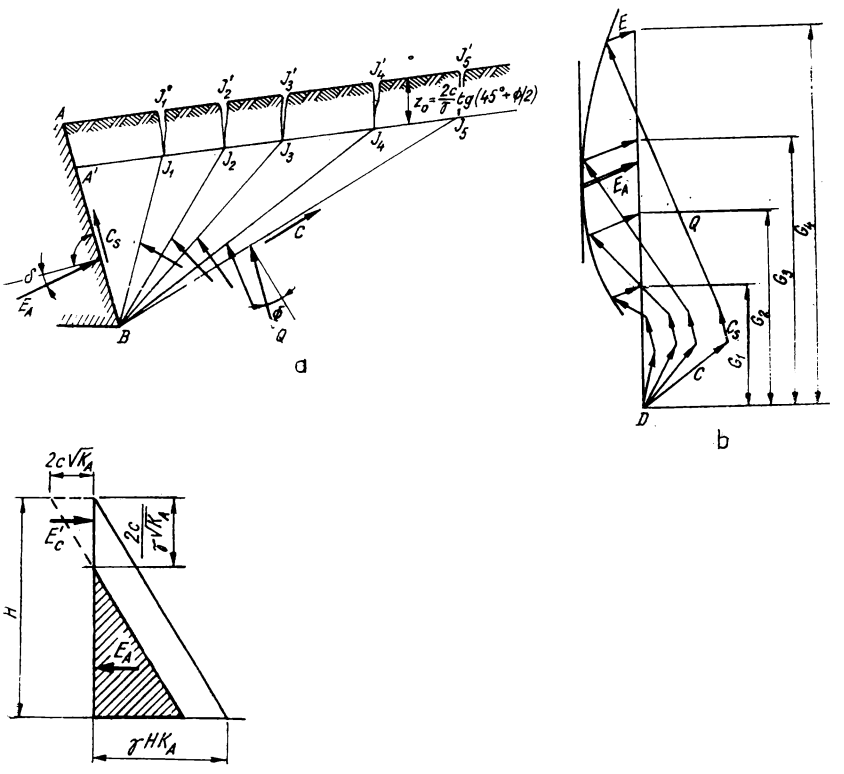


Fig. IV.64. Cazul pămînturilor cu coeziune.

Pentru fiecare strat, cu înălțimea echivalentă corespunzătoare supraîncărcării, se determină împingerea, grafic sau analitic și se reține din diagrama de presiune porțiunea corespunzătoare grosimei stratului.

7.2.7. **Împingerea activă în cazul pămînturilor cu coeziune** (fig. IV. 64), se determină astfel:

— se duce paralela AJ_5 la suprafața terenului (fig. IV.64, *a*), la distanța

$$z_0 = \frac{2c}{\gamma}\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right);$$

— se duc suprafețele de alunecare BJ_1J_1', BJ_2J_2' etc., de înclinare oarecare;

— dintr-un punct D (fig. IV.64, *b*) se pun la scara forțelor greutăților G_1, G_2, ..., ale prismelor de pămînt determinate. Pentru fiecare din ele se construiește poligonul de forțe corespunzător, coeziunea pe planul de alunecare $C = cBJ$ și adeziunea pe perete $G_s = c_s\ A'\ B$, fiind cunoscute;

— se determină valoarea maximă a lui E ducînd o tangentă verticală la curba care unește punctele de intersecție ale forțelor E și Q;

— în mod acoperitor, împingerea poate fi considerată a se aplica tot la limita inferioară a treimii mijlocii a peretelui.

În cazul peretelui vertical și a terenului orizontal, împingerea activă este:

$$E_A = \frac{\gamma H^2}{2} K_A - 2cH\sqrt{K_A} + \frac{2c^2}{\gamma}, \qquad \text{(IV.88)}$$

în care: $K_A = \operatorname{tg}^2\left(45° - \frac{\Phi}{2}\right)$. Diagrama de presiune este arătată în fig. IV.64, *c*.

7.3. REZISTENȚA PASIVĂ

În cazul rezistenței pasive teoria lui Coulomb, care admite suprafețele de alunecare, este neacoperitoare. Dacă, însă, unghiul de frecare între pămînt și perete este mic, suprafața de alunecare este aproape plană și eroarea dată de teoria lui Coulomb este admisibilă [48]. De aceea, pentru valorile $\delta \leqslant \frac{\Phi}{3}$ se poate folosi teoria lui Coulomb. În această situație, în cazul în care suprafața terenului este plană, rezistența pasivă se poate calcula cu formula:

$$E_P = \frac{\gamma H^2}{2} K_P + 2cH\sqrt{K_P} + p\,HK_P, \qquad \text{(IV.89)}$$

în care:

$$K_P = \frac{\cos^2(\Phi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cos(\delta - \alpha)\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\Phi - \delta)\sin(\Phi + \beta)}{\cos(\delta - \alpha)\cos(\alpha + \beta)}}\right]^2}.$$

În cazul terenului orizontal și atunci cînd $\delta = 0$, $K_P = \operatorname{tg}^2\left(45° + \frac{\Phi}{2}\right)$.

Rezistența pasivă poate fi determinată grafic, folosind construcția lui Poncelet (fig. IV.65).

În cazul în care $\delta > \frac{\Phi}{3}$ sau dacă este necesară stabilirea mai exactă a rezistenței pasive, trebuie ținut seama de forma curbă a suprafețelor de alunecare. Se pot folosi tabelele calculate de Caquot și Kerisel [7].

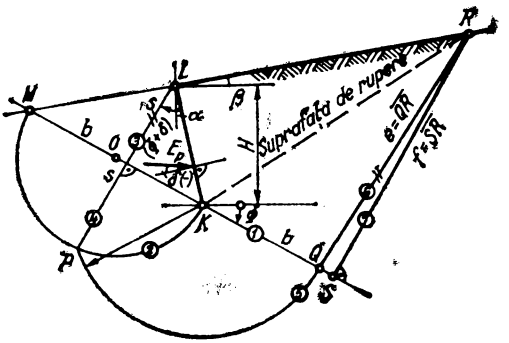


Fig. IV.65. Construcția lui Poncelet pentru rezistența pasivă.

8. STABILITATEA TALUZURILOR BARAJELOR DE PĂMÎNT

8.1. METODE DE APRECIERE A STABILITĂȚII

O categorie de metode analizează starea de eforturi în masivul de pământ, sub acțiunea forțelor exterioare și a celor datorite greutății proprii, stabilind criterii de echilibru limită și determinînd suprafețele de-a lungul cărora este atins acest echilibru. Aceste metode nu au fost încă elaborate într-o formă care să le facă aplicabile în practica inginerească. A doua categorie de metode, folosite în mod curent în proiectare, admite existența unei suprafețe cilindrice, de-a lungul căreia s-ar produce, în situația de echilibru limită, alunecarea masivului de pământ. Dintre acestea, metoda suprafețelor cilindrice circulare este acceptată ca fiind cea mai satisfăcătoare pentru calculele inginerești. Folosirea unor metode mai exacte nu este de obicei necesară dat fiind imprecizia inerentă în determinarea caracteristicilor mecanice ale pământului.

În alegerea metodei de calcul pentru lucrările de mari dimensiuni trebuie analizat dacă costul unui volum mare de prospecțiuni și studii de laborator poate fi justificat pe baza economiei realizate printr-o proiectare mai precisă.

8.2. COEFICIENTUL DE SIGURANȚĂ

Coeficientul de siguranță în stabilitatea taluzurilor constituie un indice convențional, care permite să se aprecieze deosebirea dintre condițiile reale și cele limită, corespunzătoare ruperii taluzului. Se exprimă de obicei ca raportul între rezistența la forfe-

care limită în momentul producerii lunecării şi rezistenţa la forfecare mobilizată de forţele exterioare şi de volum pentru menţinerea echilibrului, corespunzător unei suprafeţe presupuse de cedare. Coeficientul de siguranţă mai poate fi definit şi ca raport între momentele de stabilitate şi de răsturnare, faţă de centrul cercului director al suprafeţei de lunecare. Momentul de stabilitate este dat de forţele de coeziune şi de frecare de-a lungul suprafeţei de lunecare şi de greutatea masivului de pământ care se găseşte în aval de centrul cercului de lunecare, iar momentul de răsturnare este produs de greutatea masivului din amonte de centrul cercului de lunecare, de suprasarcini şi de acţiunea apei.

8.3. CALCULUL COEFICIENTULUI DE SIGURANŢĂ

8.3.1. **Metode generale.** Pentru calculul stabilităţii unui masiv de pământ limita de o suprafaţă de lunecare circular-cilindrică se foloseşte metoda fîşiilor [11], (fig. IV.66). Se admite că forţele de interacţiune ce apar pe cele două feţe verticale ale unei fîşii îşi fac echilibrul. Expresia coeficientului de siguranţă este:

$$n_s = \frac{M_{stab}}{M_{răst}} = \frac{\operatorname{tg}\Phi \sum G_i \cos\alpha_i + c\widehat{L} + \sum G_i \sin\alpha_i\,(-)}{\sum G_i \sin\alpha_i\,(+)}, \qquad \text{(IV.90)}$$

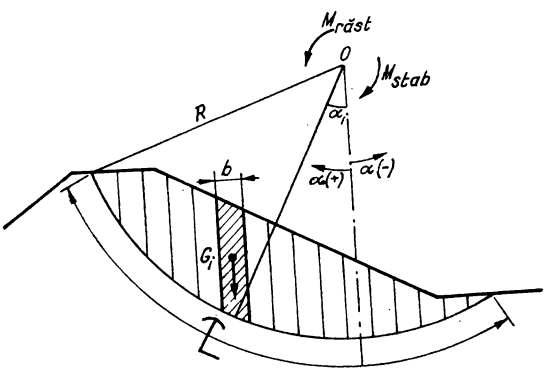


Fig. IV.66. Calculul stabilităţii taluzurilor prin metoda fîşiilor.

în care Φ şi c sînt respectiv unghiul de frecare interioară şi coeziunea pămîntului, restul notaţiilor avînd semnificaţia din fig. IV.66. Lăţimea fîşiilor se ia de obicei $b \approx 0{,}1R$ unde R este raza cercului de alunecare.

Introducerea în calcul a acţiunii hidrodinamice se poate face în două moduri:

— dacă se cunoaşte spectrul hidrodinamic, subpresiunea hidrodinamică în oricare punct al curbei de lunecare corespunde unei înălţimi de presiune determinate de curba echipotenţială ce trece prin acel punct; în calcul se consideră greutatea pămîntului inclusiv

greutatea apei din pori pentru întregul masiv (greutatea volumetrică a pământului saturat sub curba de depresiune);

— dacă nu se cunoaște spectrul hidrodinamic ci numai suprafața liberă a curentului de infiltrație (curba de depresiune), se procedează în felul următor [21]: pentru calculul momentului de stabilitate se consideră greutatea volumetrică a pământului cu umiditatea naturală deasupra curbei de depresiune și cea a pământului imersat de dedesubtul acestei curbe; pentru calculul momentului de răsturnare se folosește greutatea volumetrică a pământului cu umiditate naturală deasupra curbei și cea a pământului saturat dedesubt; pentru întregul masiv situat sub cota nivelului apei din aval se consideră greutatea volumetrică a pământului imersat și pentru calculul momentului de răsturnare [24].

Cunoașterea presiunii apei din pori pe baza spectrului hidrodinamic sau corespunzătoare perioadei de construcție, precum și a unghiului de frecare și coeziunii efective (Φ' și c') determinate în laborator pe probe nedrenate, permite după Bishop [2] determinarea coeficientului de siguranță cu ajutorul relației:

$$n_s = \frac{1}{\sum G_i \sin \alpha_i} \sum \left\{ [c'b + (G_i - ub) \operatorname{tg} \Phi'] \frac{\sec \alpha}{1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \Phi'}{n_s}} \right\}, \qquad \text{(IV.91)}$$

care dă rezultate mai exacte decît cele ale metodei expuse anterior; cu u s-a notat presiunea apei din pori, restul simbolurilor avînd semnificațiile din fig. IV.66. Și în acest caz, pentru a se ține seama de efectul favorabil asupra stabilității al apei din aval, este necesar ca sub nivelul acesteia să se considere greutatea pământului imersat.

8.3.2. **Metode simplificate.** Coeficientul de siguranță la stabilitatea taluzurilor digurilor nisipoase omogene, fără încercări exterioare suplimentare și în lipsa curentului de infiltrație, se determină, fără a se lua în considerare coeziunea pământului [12], cu formula:

$$n_s = \frac{\operatorname{tg} \Phi}{\operatorname{tg} \alpha},$$

unde: Φ este unghiul de frecare interioară a pământului;

α — unghiul de înclinare a taluzului față de orizontală, același pe toată înălțimea; pentru taluzuri a căror înclinare se modifică pe înălțime. α corespunde liniei medii. Panta taluzurilor stabilite din materiale nisipoase în prezența curentului de infiltrație a apei spre exterior este de două ori mai mică decît precedenta [25]:

$$n_s \approx \frac{\operatorname{tg} \Phi}{2 \operatorname{tg} \alpha}.$$

Pentru calculul stabilității taluzurilor barajelor de pământ omogene, cu o formă geometrică simplă, au fost construite grafice pentru ipoteza absenței curentului de infiltrație [47], sau pentru situații în care presiunea apei din pori poate fi considerată distribuită omogen în corpul barajului [3].

Dimensionarea digurilor de mică înălțime (3—6), alcătuite dintr-un material cu aceleași caracteristici de rezistență cu cele ale terenului de fundație, se poate face cu

ajutorul graficelor prezentate în [23]. Pe baza acestora a fost alcătuit graficul din fig. IV.67 cu ajutorul căruia se poate determina coeficientul de siguranță al unui taluz dat.

Pentru a se evita folosirea repetată a metodei fișiilor cînd este necesară verificarea stabilității unui taluz după mai multe cercuri de lunecare, o evaluare aproximativă a

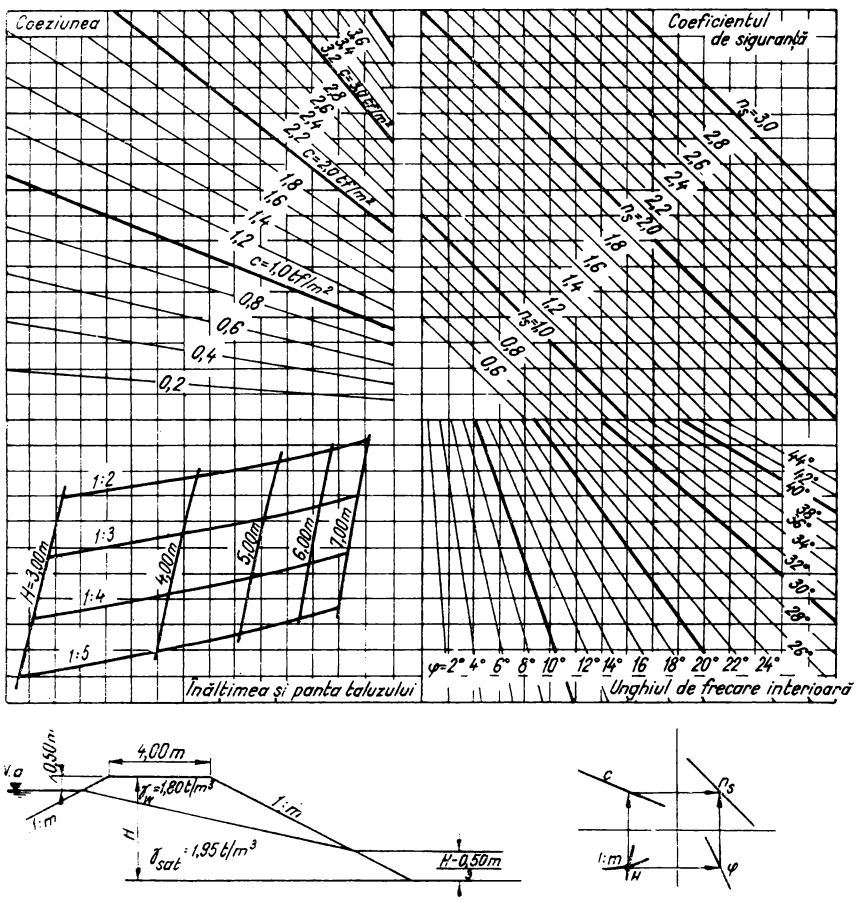


Fig. IV.67. Grafic pentru dimensionarea digurilor de mică înălțime, executate din pămînt cu aceleași caracteristici ca și terenul de fundație.

coeficientului de siguranță se poate face după Terzaghi [49], (fig. IV.68) cu formula :

$$n_s = \frac{R\widetilde{L}\,[c + (p - h_{wm})\,\mathrm{tg}\,\Phi]}{(G - A)\,x_m}\,, \qquad \text{(IV.92)}$$

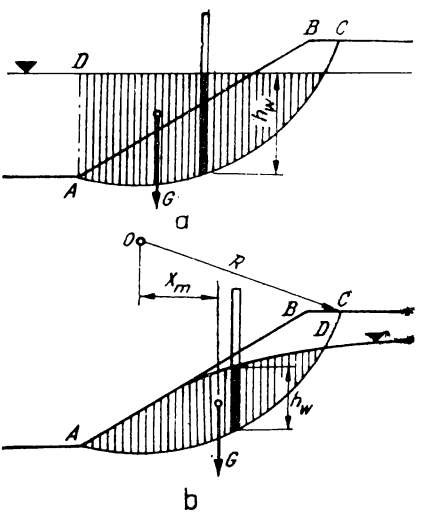


Fig. IV.68. Metodă aproximativă de calcul a stabilității taluzurilor.

în care : R este raza cercului de alunecare ;

$\widetilde{L}$ — lungimea arcului de cerc AC ;

c — coeziunea de-a lungul arcului AC ;

Φ — unghiul de frecare interioară de-a lungul AC ;

p — presiunea medie pe suprafața de lunecare AC datorită greutății G a prismului de alunecare ABC. În lipsa împărțirii în fîșii se admite valoarea medie $p = G/\widetilde{L}$;

G — greutatea prismului de alunecare $A\,(D)\,BC$, inclusiv greutatea apei din pori (fără considerarea efectului de subpresiune) ;

A — forța de subpresiune corespunzătoare zonei haşurate a prismului de alunecare $A\,(D)\,BC$, numai în cazul prezentat în fig. IV. 68, *a*, în care nu există un curent de infiltrație a apei ;

h_{wm} — media aritmetică a cotelor piezometrice, în limitele porțiunii din prismul de alunecare situate sub nivelul liber al apei (zonele haşurate în fig. IV.68).

8.4. IPOTEZELE DE CALCUL CELE MAI DEFAVORABILE

Stabilitatea taluzurilor barajelor de pămînt trebuie verificată în timpul construcției, cu considerarea presiunii apei din pori, în timpul exploatării normale, cu nivelul maxim al apei în lac, ținînd seama de curentul de infiltrație și în timpul exploatării, cu coborîrea bruscă a nivelului apei în amonte.

Pentru evaluarea mărimii presiunii apei din pori în umpluturile impermeabile, imediat după terminarea construcției, este acoperitor și indicat să se considere că drenajul este inexistent. La digurile și barajele de înălțime mică, punerea în operă a pămîntului la umiditatea optimă de compactare elimină posibilitatea apariției unor valori periculoase al presiunii apei din pori. La baraje mari (peste 15 m înălțime) poate fi necesară folosirea unui pămînt cu umiditatea mai mică decît cea optimă ; valorile prea mici conduc la o compactare insuficientă, la permeabilitate sporită și la tasare excesivă la umplerea lacului de acumulare. Umidități mult mai mari decît cea optimă conduc la diguri instabile chiar în cazul înălțimilor mici.

Ipoteza de infiltrare în regim permanent, corespunzătoare unui volum maxim efectat de curentul de infiltrație, reprezintă situația cea mai periculoasă pentru stabilitatea taluzului aval în perioada de exploatare. Situația cea mai critică în timpul exploatării în ceea ce privește stabilitatea taluzului amonte este produsă de o scădere rapidă a nivelului apei după o perioadă lungă de niveluri mari în amonte.

Pentru construirea spectrului de infiltrație în cazul golirii bruște a lacului de acumulare se face presupunerea acoperitoare că suprafața liberă a apei în corpul digului, anterior golirii, s-a stabilizat la cota maximă a apei în bieful amonte [24]. Se consideră necesară verificarea stabilității taluzului în ipoteza coborîrii bruște a nivelului apei, dacă :

$$m^2 \frac{\mu v}{k} > 20, \qquad \text{(IV.93)}$$

în care : n este coeficientul de pantă a taluzului (cotangenta unghiului făcut de linia taluzului cu orizontala) ;

μ — coeficientul de cedare a apei (v. § 3.4.2) ;

v — viteza de coborîre a nivelului apei în lacul de acumulare ;

k — coeficientul de permeabilitate a pămîntului.

Dacă studiile preliminare nu sînt suficiente pentru construirea spectrului probabi de infiltrație în cazul golirii bruște, se poate considera pentru simplificare că în zonele permeabile drenajul este perfect și nivelul piezometric urmărește întocmai variația nivelului apei în lac, în timp ce în zonele impermeabile drenajul este nul astfel că presiunile intergranulare (folosite în calculul momentului de stabilitate) sînt egale cu cele care se dezvoltă prin submersarea datorită lacului plin. Forțele active (care apar în expresia momentului de răsturnare), corespund nivelului minim după coborîrea completă ; se folosește greutatea volumetrică în stare umedă pentru zonele permeabile și greutatea volumetrică în stare saturată pentru cele impermeabile.

Pentru a se aprecia influența cutremurului asupra stabilității se consideră că în centrul de greutate al masivului care lunecă (sau al fiecărei fîșii în care a fost împărțit) se aplică o forță statică constantă, orizontală, dirijată în direcția instabilității. Mărimea acestei forțe depinde de intensitatea probabilă a cutremurului și se stabilește ca o fracție (de obicei a zecea parte) din greutatea masivului (respectiv a fiecărei fîșii). Se analizează

numai stabilitatea masivului corespunzător suprafeței critice de cedare determinate în ipoteza fără cutremur. Nu se consideră posibilitatea producerii simultane a cutremurului și a coborîrii bruște a nivelului în lacul de acumulare [27].

8.5. COEFICIENTUL DE SIGURANȚĂ MINIM

Analiza stabilității taluzurilor prin metoda suprafețelor cilindrice circulare presupune determinarea coeficientului de siguranță pentru o serie de suprafețe de alunecare posibile, în vederea determinării cercului critic.

Pentru căutarea sistematică a centrului cercului critic în scopul reducerii numărului de cercuri examinate există mai multe metode [15], una dintre acestea, Ciugaev, fiind prezentată în fig. IV.69. Pe dreapta M_1M_2 (axa lui Fellenius) se aleg 3—4 centre posibile pentru care se determină coeficientul de siguranță corespunzător cercurilor ce trec prin piciorul taluzului. Operația se repetă pentru dreapta N_1N_2, perpendiculară pe M_1M_2, în dreptul coeficientului de siguranță minim obținut anterior. Pentru centrul critic determinat în acest fel se examinează cercurile care intersectează linia terenului natural la diferite distanțe de piciorul taluzului, obținîndu-se în final coeficientul de siguranță minim minimorum.

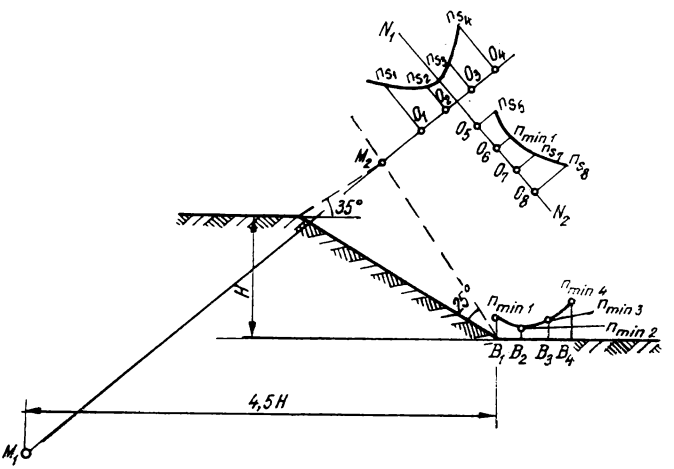


Fig. IV.69. Determinarea suprafeței de alunecare critică.

Coeficientul de siguranță minim admis variază după condițiile de lucru ale taluzului și după precizia cu care pot fi determinați indicii de rezistență la tăiere a pămîntului [9], (tabelul IV.24).

Cazul *I* din tabelul IV.24 se referă la umpluturi din pietrișuri și nisipuri necoezive sau cu plasticitate redusă, pentru care indicii rezistenței la tăiere se pot determina cu precizie mai mare, iar cazul *II* corespunde rambleelor din pămînturi cu plasticitate ridicată.

În cazul în care ipotezele de calcul sînt acoperitoare se poate admite un coeficient de siguranță mai redus ; astfel, pentru cazul considerării acțiunii cutremurului sau a unei goliri complete, instantanee, a lacului de acumulare, normele americane admit un coeficient de siguranță minim egal cu 1 [27]. Pentru perioada de construcție se admite coeficientul de siguranță minim 1,30.

Tabelul IV.24

Taluz	Cazul *I*	Cazul *II*
Taluz amonte uscat	1,50	2,00
Taluz aval, infiltrație staționară	1,50	2,00
Taluz amonte, golire bruscă	1,25	1,50

Normele sovietice diferențiază valorile minime admisibile pentru coeficientul de siguranță după clasa barajului, aceasta fiind în funcție de importanța nodului hidrotehnic din care face parte, de înălțimea barajului și de consecințele pe care le-ar avea distrugerea acestuia [42]. Aceste valori variază între 1,10 și 1,30 în cazul considerării în calcul a sarcinilor fundamentale și între 1,05 și 1,10 pentru sarcini accidentale. Ca sarcini accidentale sînt considerate și cele care apar în timpul construcției și în cazul golirii bruște a lacului de acumulare. Coeficientul de siguranță calculat pentru sarcini fundamentale nu trebuie să depășească cu mai mult de 15% valorile minime menționate mai înainte [43].

În metodele de calcul uzuale, date mai înainte, nu se ține seama de fenomenele reologice, care se manifestă în special în cazul pămînturilor argiloase și care, în anul mite situații, au un rol hotărîtor asupra stabilității taluzurilor. Această situație se datorește faptului că, pînă în prezent nu există încă puse la punct metode de calcul utilizabile în practică.

BIBLIOGRAFIE

1. Andrei, S., *Apa în pămînturile nesaturate*. București, Editura tehnică, 1967.
2. Bishop, A.W. *The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes*. Géotechnique, Vol. 5, nr. 1, 1955.
3. Bishop, A.W. și Morgenstern, N. *Stability Coefficients for Earth Slopes*. În : Géotechnique, Vol. 10, nr. 4, 1960.
4. Botea, E. *Curs de geotehnică*. București, Editura Institutului de Căi Ferate. 1955.
5. Botea, E. și Stănculescu, I. *Curs de fundații*, Vol. I. *Procedee de fundare*, Vol. II. *Sisteme de fundații*. București. Editura Institutului de Căi Ferate, 1955.

6. Cambefort, H. *Reconnaissance des sols et fondations spéciales.* Paris, Eyrolles, 1963.
7. Caquot, A. și Kerisel, J. *Tratat de mecanica pămînturilor.* București, Editura tehnică, 1968.
8. Cestelli — Guidi, C. *Mecanica del terreno, fondazioni, opere in terra.* Milano, 1964.
9. Davis, A. P. *Handbook of Applied Hydraulics.* Mac Grow Hill Book-Company, 1952.
10. Earth Manual. Bureau of Reclamation. Denver, 1960.
11. Fellenius, W. *Calculation of the Stability of Earth Dams.* Trans. 2nd Congr. Large Dams. Vol. 4, pag. 455—1936.
12. Florin, V. A. *Osnovi mehanichi gruntov.* Tom I. Moscova, Gosstroiizdat, 1959.
13. *Grundbau-Taschenbuch.* Band I. Berlin, Verlag von Wilhelm Ernest & Sohn, 1955.
14. Hansen, B. I. și Lundgren, H. *Hauptprobleme der Bodenmechanik,* Berlin, Springer, 1960.
15. Haret, A. *Cu privire la metodele de determinare a stabilității taluzurilor.* În : Industria Construcțiilor și a Materialelor de Construcție, București, nr. 5, 1954.
16. Hvorslev, M. J. *Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes.* Report of the American Society of Civil Engineers, Vicksburg, 1949.
17. Juravlev, G. I. *Zemlianie Plotini.* Moscova, Izdatelistvo „Kolos", 1966.
18. Lehr, H. *Fundații.* Vol. I, 1954 ; Vol. II, 1957. București, Editura tehnică, 1957.
19. Lehr, H. *Fundații. Exemple de calcul.* București, Editura tehnică, 1967.
20. *Manualul inginerului de mine.* București, Editura tehnică, 1951.
21. Maslov, N. N. *Usloviia ustoicivosti sklonov i otkosov v ghidroenergheticeskom stroitelstve.* Moscova, 1955.
22. Mund, O. *Handbuch für Stahlbetonbau.* Band IV, Teil I. Berlin, W. Ernst, 1953.
23. Perlea, V. *Folosirea mașinilor electronice pentru calculul stabilității taluzurilor barajelor de pămînt.* În : Studii de Geotehnică, Fundații și Construcții Hidrotehnice, București, Vol. X, 1965.
24. Sestakov, V. M. *K voprosu rasciota ustoicivosti verhovogo otkosanapornîh damb. Trudî laboratorii ghidrotehniceskih soorujenii.* Moscova, 1960.
25. *Spravocinik po ghidrotehnike.* Moscova, Vodgheo, 1955.
26. *Spravocinik proectirovscica. Osnovaniiafu i ndamentî.* Moscova, Gosstroiizdat, 1964.
27. *Stability of Earth and Rockfill Dams.* Engineering and Design. Manuals. Corps of Engineers — U.S. Army, EM 1110—2—1902, dec. 1960.
28. STAS 1242-65 *Teren de fundație. Cercetări pentru întocmirea proiectului fundațiilor.*
29. STAS 1243-65 *Teren de fundație. Clasificare și identificare.*
30. STAS 1912-66 *Terenul de fundație. Cercetări prin foraje.*
31. STAS 1913-61 *Pămînturi. Determinarea umidității.*
32. STAS 1914-61 *Pămînturi. Determinarea greutății specifice.*
33. STAS 1915-61 *Pămînturi. Determinarea densității aparente.*
34. STAS 1916-64 *Pămînturi. Determinarea limitelor de plasticitate.*
35. STAS 1917-61 *Terenul de fundație. Caracteristici fizice și mecanice ale pămînturilor*
36. STAS 3282-52 *Terenul de fundație. Analiza granulometrică.*
37. STAS 3300-66 *Terenul de fundație. Calculul deformațiilor probabile.*
38. STAS 3413-66 *Terenul de fundație. Sondaje deschise.*
39. STAS 3503-52 *Terenul de fundație. Presiuni admisibile.*
40. STAS 4166-64 *Lucrări de pămînt și terenul de fundație. Determinarea permeabilității pămînturilor. Metode de laborator.*
41. STAS 7652-66 *Terenul de fundație. Determinarea înălțimii capilare în pămînturile necoezive.*

42. *Stroitelinie normî i pravilî. Ghidrotehniceskie soorujenia recinte. Osnovnie polojenia proiektirovania.* S N i P-II-I-1—62, Moscova.
43. *Stroi elinie normî i pravilî. Plotinî zemlianie nasîpnie. Normî proiektirovania.* S N i P--II-I-4—62, Moscova.
44. *Stroitelinie normî i pravilî. Osnovantia zdanii i svorujenii, normî proiektirovania.* S N i P—II—B—1—62, Gosstroiizdat, Moscova, 1962.
45. *Stroitelinie normî i pravilî. Osnovantia ghidrotehniceskih soorujeniia.* S N i P-II-B-3—62, Gosstroiizdat, Moscova, 1962.
46. *Stützнauern. V.S.S.* Zürich, Verlag, 1966.
47. Taylor, D. W. *Fundamentals of soil mechanics.* New York, 1948.
48. Terzaghi, K. *Theoretical soil mechanics.* New York, John Wiley and Sons, 1943.
49. Terzaghi, K. *Mechanism of Landslides. Harvard Soil Mech.* Series, nr. 36-1951.
50. Ţîtovici, N. A. *Mechanica gruntov.* Moscova, Gosstroizdat, 1963.
51. Ţîtovici, N. A. ş.a. *Prognos scorosti osadok osnovanii soorujenii.* Moscova, Izd. lit. po stroitelistvo, 1967.
52. Zaharescu, E. *Contribuţii la studiul capacităţii portante a fundaţiilor.* Bucureşti, Editura Academiei Republicii Populare Romîne, 1961.

SECȚIUNEA V

GOSPODĂRIREA APELOR

Conf. Ing. **R. A. Pop**, Ing **I. Georgescu**
Ing. **S. Bogdan** și Ing. **A. Filoti**

CUPRINS

1. Generalităţi 385
1.1. Domeniul gospodăririi apelor (Conf. ing. R. A. Pop, Ing. I. Georgescu şi Ing. A. Filotti) 385
1.2. Noţiuni de bază ale gospodăririi apelor (Conf. ing. R. A. Pop, Ing. S. Bogdan şi Ing. A. Filotti) 386
2. Scheme de amenajare 395
2.1. Principii de întocmire a schemelor de amenajare (Conf. ing. R. A. Pop, Ing. S. Bogdan şi Ing. A. Filotti) 395
2.2. Aspecte metodologice ale întocmirii schemelor de amenajare (Ing. A. Filotti şi Ing. S. Bogdan) 397
2.3. Posibilităţi maxime de dezvoltare a bazinului (potenţiale) (Ing. A. Filotti) 400
3. Gospodărirea apelor pentru folosinţe 403
3.1. Generalităţi (Conf. ing. R. A. Pop, Ing. A. Filotti şi Ing. S. Bogdan) . . 403
3.2. Bilanţul apelor (Ing. A. Filotti) 406
3.3. Grafice dispecer (Ing. I. Georgescu şi Ing. A. Filotti) 414
3.4. Calcule de gospodărire a apelor (Ing. A. Filotti) 416
3.5. Efectul realizat asupra gospodăririi apelor pentru folosinţe de către amenajările de gospodărire a apelor mari (Ing. A. Filotti) 419
4. Gospodărirea apelor mari 420
4.1. Generalităţi (Conf. ing. R. A. Pop şi Ing. A. Filotti) 420
4.2. Principii metodologice ale calculelor de gospodărire a apelor mari pentru combaterea efectelor dăunătoare ale viiturilor (Ing. A. Filotti) 422
4.3. Probabilităţi de calcul în gospodărirea apelor mari (Ing. A. Filotti) . 423
4.4. Principii ale gospodăririi apelor mari pentru siguranţa construcţiilor (Ing. A. Filotti) 424
4.5. Regimuri de funcţionare ale descărcătorilor (Ing. A. Filotti) 425
4.6. Gospodărirea apelor mari formate în condiţii extraordinare (Ing. A. Filotti) 425
4.7. Efectul de gospodărire a apelor mari obţinut prin amenajările de gospodărire a apelor pentru folosinţe (Ing. A. Filotti). 426
5. Gospodărirea debitelor solide (Conf. ing. R. A. Pop şi Ing. A. Filotti) . . 426
5.1. Generalităţi 426
5.2. Studiul lucrărilor şi măsurilor de gospodărire a debitelor solide 427
5.3. Studiul interinfluenţei dintre regimul debitelor solide şi amenajările de gospodărire a resurselor de apă 428
5.4. Măsuri şi lucrări de gospodărire a debitelor solide legate de amenajările de gospodărire a resurselor de apă 429
6. Gospodărirea calităţii apelor de suprafaţă (Ing. A. Filotti) 430
6.1. Generalităţi 430

6.2. Gospodărirea calităţii apelor legate de factorii naturali 431
6.3. Gospodărirea calităţii apelor legate de activitatea omului 432
6.4. Gospodărirea calităţii apelor legate de readucerea albiilor în stare corespunzătoare 432
6.5. Influenţa lucrărilor de gospodărire a apelor pentru folosinţe asupra calităţii apelor 433
7. Gospodărirea apelor subterane (Ing. A. Filotti) 433
7.1. Generalităţi 433
7.2. Gospodărirea apelor subterane pentru folosinţe 433
7.3. Combaterea efectelor dăunătoare ale apelor subterane 434
7.4. Gospodărirea calităţii apelor subterane 434
7.5. Influenţa dintre amenajarea apelor de suprafaţă şi apele subterane . . . 435
7.6. Influenţa amenajării apelor subterane asupra apelor de suprafaţă . . . 435
8. Documentaţii de gospodărire a apelor (Conf. ing. R. A. Pop şi Ing. A.Filotti) 436
Bibliografie 436

1. GENERALITĂȚI

1.1. DOMENIUL GOSPODĂRIRII APELOR

Noțiunea de gospodărire a apelor are un dublu sens, pe de o parte de ramură a tehnicii, iar pe de altă parte de ramură a economiei naționale. În cadrul prezentei secțiuni se va avea în vedere numai sensul de ramură a tehnicii, plecîndu-se de la următoarea definiție: gospodărirea apelor reprezintă ramura tehnicii care are ca obiect studiul ansamblului de lucrări și de măsuri pentru satisfacerea necesităților de apă ale diferitelor folosințe combaterea acțiunilor dăunătoare ale apelor și protecția calității apelor. Gospodărirea apelor se ocupă de lucrările și măsurile menționate privitor la toate formele apei în natură, putîndu-se distinge, principial, următoarele diviziuni importante ale gospodăririi apelor: gospodărirea apelor meteorice; gospodărirea apelor de suprafață; scurgere pe versanți; ape curgătoare, lacuri și bălți, ape oceanice sau maritime; gospodărirea apelor subterane și gospodărirea ghețarilor.

Fiecare din aceste diviziuni poate fi, la rîndul ei, subîmpărțită în:

a) Gospodărirea cantitativă a apelor, cuprinzînd ca ramuri principale: gospodărirea apelor pentru satisfacerea cerințelor cantitative de ape ale folosințelor (în cazul apelor de suprafață această ramură este denumită uneori și gospodărirea debitelor medii și mici) și gospodărirea apelor pentru combaterea efectelor dăunătoare datorite, direct sau indirect, unui exces cantitativ de apă (în cazul apelor de suprafață această ramură este denumită de obicei gospodărirea apelor mari);

b) Gospodărirea calității apelor, cuprinzînd ca ramuri principale: gospodărirea apelor pentru satisfacerea cerințelor calitative ale folosințelor și gospodărirea apelor pentru prevenirea și combaterea efectelor dăunătoare datorite diferitelor caracteristici calitative ale apelor sau pentru păstrarea caracteristicelor calitative existente; în această ramură se încadrează acțiunile de protecție a calității apelor.

În afară de acestea, se consideră de obicei ca formînd o subdiviziune aparte a gospodăririi apelor de suprafață, gospodărirea debitelor solide, care nu are ca obiect apa ci materialele solide antrenate de apă.

Diferitele subdiviziuni ale gospodării apelor se diferențiază numai în privința efectului de gospodărire a apelor analizate, lucrările și măsurile care constituie obiectul lor fiind aceleași. Astfel, de exemplu, gospodărirea apelor de suprafață pentru folosințe poate avea ca obiect modul de utilizare al unor acumulări sau derivații pentru acoperirea cerințelor de apă ale folosințelor, gospodărirea apelor mari — modul de utilizare al acelorași lucrări pentru atenuarea undelor de viitură, iar gospodărirea calității apelor — modul de utilizare al acestor lucrări pentru asigurarea unei diluții. Astfel, subdiviziunile gospodăririi apelor au în special un caracter metodologic.

Ocupîndu-se de aceleași lucrări pot apărea situații în care este necesară o coordonare între efectele care fac obiectul diferitelor subdiviziuni. Această coordonare face obiectul *gospodăririi apelor în scopuri multiple.*

În stadiul actual al tehnicii, nu toate diviziunile gospodăririi apelor au ajuns să formeze o disciplină închegată ; unele dintre ele, cum ar fi gospodărirea apelor meteorice, a apelor oceanice sau a gheţarilor mai fac încă obiectul unor studii teoretice sau experimentale izolate, astfel încît, deşi anumite aspecte specifice acestor discipline au fost abordate, ele constituie numai ramuri potenţiale ale gospodăririi apelor.

În cadrul prezentei secţiuni se vor expune numai diviziunile mai evoluate, şi anume : gospodărirea apelor curgătoare de suprafaţă (inclusiv gospodărirea debitelor solide) şi gospodărirea apelor subterane.

1.2. NOŢIUNI DE BAZĂ ALE GOSPODĂRIRII APELOR

1.2.1. **Lucrări şi măsuri de gospodărire a apelor.** În general, orice intervenţie a omului care afectează teritoriul unui bazin hidrografic influenţează, direct sau indirect, regimul de curgere al cursurilor de apă din bazin. Astfel, extinderea agriculturii a atras după sine, în mod inevitabil, o modificare a regimului de curgere a apelor de pe versanţi, şi implicit a celui din rîuri. Diferitele prelevări sau restituţii de apă, lucrările de încorsetare a albiei rîurilor şi cele de extragere a balastului din albii etc. exercită o influenţă directă asupra regimului de curgere a apei. Toate aceste măsuri şi lucrări, deşi afectează regimul cantitativ sau calitativ al curgerii, nu se realizează în scopul modificării acestui regim ; de aceea, din punctul de vedere al gospodăririi apelor, ele se încadrează în categoria lucrărilor şi măsurilor deservind direct folosinţele. Într-un stadiu mai înaintat de dezvoltare se ajunge să se realizeze lucrări sau măsuri speciale, care, deşi sînt generate indirect de folosinţe au drept scop primar modificarea regimului de curgere al rîului, acestea se numesc *lucrări sau măsuri de gospodărire a apelor* şi se pot grupa în acumulări, derivaţii şi măsuri teritoriale.

Acumulările constituie acele lucrări de gospodărire a apelor care realizează modificarea regimului temporal de curgere a apelor prin reţinerea unei părţi din aflux în anumite perioade şi prin mărirea defluxului în alte perioade. În sensul acestei definiţii se consideră acumulări : ansamblul de lacuri artificiale şi de iazuri realizate pe cursurile de apă, reţinerile nepermanente pentru viituri realizate atît pe cursurile de apă cît şi lateral (incinte de atenuare), lacurile naturale amenajate astfel încît regimul de curgere în aval de acestea să poată fi dirijat şi lucrările de reţinere a aluviunilor pe torenţi. Nu se consideră acumulări lucrările de supraînălţare a nivelului rîului (de exemplu pentru realizarea unei căderi utilizate hidroenergetic, pentru realizarea adîncimii necesare unor captări de apă sau navigaţiei) şi nici lucrările pentru crearea unor lucii piscicole, dacă reţinerea de apă astfel realizată nu este folosită pentru modificarea regimului de curgere a rîurilor.

În funcţie de modul în care acumulările modifică regimul de curgere se disting următoarele tipuri principale de regularizare a debitelor : zilnică, săptămînală, lunară, sezonieră, anuală şi multianuală. Tipul regularizării este determinat de durata maximă dintre momentul în care un anumit volum de apă (sau de alte substanţe) este reţinut în acumulare şi momentul în care acest volum este evacuat în aval. Astfel, o acumulare de un anumit tip modifică caracteristicile medii ale curgerii (de exemplu, debitele medii) pe durate mai scurte decît durata care îi determină tipul însă menţine neschimbate caracteristicile medii, pe durate mai lungi. Acumulările pentru satisfacerea cerinţelor de apă

ale folosințelor pot realiza oricare din tipurile de regularizare de mai înainte, acumulările de gospodărire a apelor mari realizează de obicei regularizări de tip săptămînal sau lunar, iar acumulările pentru reținerea debitelor solide au, în mod uzual, un caracter multianual.

După modul în care sînt utilizate, acumulările pot fi împărțite în:

— acumulări permanente, care sînt destinate reținerii apei pe o perioadă de timp mai îndelungată, situația normală de exploatare fiind de a menține acumulările pline; în majoritatea situațiilor aceste acumulări servesc gospodăririi apelor pentru folosințe;

— acumulări nepermanente care sînt destinate reținerii apei pe o perioadă de timp relativ redusă, situația normală de exploatare fiind de a menține acumulările goale; în majoritatea situațiilor aceste acumulări servesc gospodăririi apelor mari;

— acumulări de tip mixt în care se menține o tranșă permanentă și o tranșă nepermanentă.

În raport cu modul în care acumulările stăpînesc un bazin sau subbazin hidrografic se deosebesc:

— acumulări de regularizare care, prin amplasarea lor, pe cursul principal, în apropierea secțiunii folosințelor sau efectelor principale, controlează practic întreg debitul afluent în această secțiune și asigură direct condițiile sau efectele cerute;

— acumulări de compensare care, prin amplasarea lor fie pe afluenți, fie pe cursul principal la distanță mare de secțiunea folosințelor sau efectelor principale, controlează numai o parte din debitul afluent în această secțiune și asigură condițiile sau efectele cerute doar indirect, prin acțiunea asupra părții de bazin pe care o controlează;

— acumulări de redresare (sau de regularizare secundară) care, prin amplasarea lor în aval de una sau mai multe acumulări și respectiv în aval de secțiunea folosințelor sau a efectelor principale, au rolul de a redistribui debitele regularizate de acestea în scopul asigurării altor condiții sau efecte în aval. În cazul în care acumulările de redresare au numai rol de regularizare zilnică pentru folosințe ele se numesc de obicei *acumulări tampon*;

— acumulări de tip mixt care, în urma existenței mai multor secțiuni ale folosințelor sau efectelor principale, au roluri diferite în raport cu fiecare din aceste secțiuni în parte.

Între acumulările de regularizare și cele de compensare nu există o diferențiere netă, existînd o trecere gradată de la un sistem la altul.

Derivațiile constituie acele lucrări de gospodărire a apelor care realizează modificarea regimului teritorial de curgere prin prelevarea unei părți din debitele unui curs de apă și tranzitarea acesteia în alt curs, prin scurgere liberă sau prin pompare. În sensul acestei definiții se consideră derivații orice lucrări de tranzitare a unor debite dintr-un bazin în altul, chiar dacă pe parcurs servesc anumitor folosințe (de exemplu unei uzine hidroelectrice). Nu se consideră derivații lucrările longitudinale (cu prelevarea și restituția în același curs de apă) și nici lucrările de aducere a unor debite dintr-un curs de apă la folosințe (de exemplu canalele magistrale de irigație).

Măsurile teritoriale de gospodărire a apelor sînt acele măsuri care se iau pe ansamblul țării sau pe teritoriul unui bazin în scopul modificării regimului de curgere, al asigurării unei folosiri raționale a apelor, al conservării potențialelor, al combaterii acțiunilor dăunătoare ale apelor și al protecției calității apelor. Aceste măsuri pot fi de ordin tehnic, economic, organizatoric sau de alt ordin. În categoria măsurilor tehnice de gospodărire a apelor se încadrează măsurile antierozionale, anumite împăduriri etc.

Unele lucrări sau măsuri care se realizează în bazinele hidrografice au un caracter mixt, pe de o parte, ele deservind direct folosințele, iar pe de altă parte avînd și rol de gospodărire a apelor. Astfel, o acumulare poate avea atît rol de deservire directă a folosinței energetice prin crearea unei căderi utilizate pentru producere de energie electrică cît și rol de regularizare a regimului de curgere; o împădurire poate avea atît rolul de asigurare a producției de lemn cît și cel de îmbunătățire a condițiilor hidrologice dintr-un bazin. În cele ce urmează, orice referire la lucrări sau măsuri de gospodărire a apelor le va include atît pe cele avînd exclusiv această funcțiune cît și pe cele cu caracter mixt.

Unele lucrări de gospodărire a apelor se realizează numai pentru satisfacerea cerințelor cantitative sau calitative ale unei singure folosințe sau pentru asigurarea unui singur efect de combatere a unei acțiuni dăunătoare a apelor sau de protecție a unei singure caracteristici calitative a apelor. Asemenea lucrări se numesc *lucrări de gospodărire a apelor cu o singură folosință*. Alte lucrări de gospodărire a apelor se realizează în scopul de a asigura simultan mai multe dintre efectele menționate; asemenea lucrări se numesc *lucrări de gospodărire a apelor cu folosințe multiple*. Cu rare excepții, lucrările cu folosințe multiple reprezintă soluții mai avantajoase decît un ansamblu de lucrări cu o singură folosință; de aceea, tendința actuală, pe scară mondială, este de a se promova acest tip de lucrări.

Pentru lucrările de gospodărire a apelor se indică de obicei o serie de parametri caracteristici. Pentru acumulări se prezintă ca elemente caracteristice curbele variație suprafeței și a volumului lacului în funcție de nivelul apei din lac; din aceste curbe (fig V.1) se extrag de obicei parametrii caracteristici indicați în fig. V.1.

1.2.2. **Resursele de apă și caracterizarea lor.** Primul element de bază care intervine în studiile de gospodărire a apelor îl constituie resursele de apă de suprafață și subterane.

Se atrage atenția că, în gospodărirea apelor, *prelevările de debite din izvoare și cele din luncile rîurilor alimentate de cursul de apă (infiltrații de mal) se consideră prelevări din resursele de suprafață deoarece afectează direct aceste resurse.* Neglijarea acestei prevederi și considerarea izvoarelor și infiltrațiilor de mal ca surse subterane poate duce la erori însemnate în calculele de gospodărire a apelor.

În cele ce urmează se indică numai elementele de bază cu privire la resursele de apă pentru întocmirea studiilor de gospodărire a apelor. Aceste elemente variază după metodologiile utilizate; de aceea, elementele indicate necesare sînt cele corespunzătoare metodologiilor care se utilizează în mod curent în țară, pentru alte metodologii fiind necesare, după specificul acestora, alte date de bază.

1.2.2.1. *Elemente necesare studiilor de gospodărire a apelor.* Pentru studiile de gospodărire a apelor pentru folosințe se cer în general:

1) Pentru sursele de suprafață

— șirul debitelor medii (zilnice, decadale sau lunare), sau curbele de regim ale acestora pe o perioadă de cel puțin 20—30 de ani în toate secțiunile de calcul (v. Cap. 3);

— debitele minime zilnice (pe întreg anul și diferențiat pe perioade) cu diferite probabilități de apariție sau curbele de probabilitate (asigurare) ale acestora, în secțiunile de calcul ale folosințelor.

2) Pentru sursele subterane

— șirul debitelor medii (zilnice, decadale sau lunare) sau curbele de regim ale acestora în secțiunile folosințelor; se observă că în stadiul actual al rețelei hidrologice nu se dispune încă de asemenea elemente;

— debitele minime zilnice (pe întreg anul și diferențiat pe perioade) în secțiunile folosințelor.

Se atrage atenția că aceste elemente nu trebuie prezentate pe baza înregistrărilor de la posturile hidrometrice ci, pentru ca să reflecte regimul natural de curgere, trebuie prelucrate astfel încît să se elimine modificările de regim datorite exploatării amenajărilor de gospodărire a apelor și prelevărilor de debite pentru folosințe în amonte.

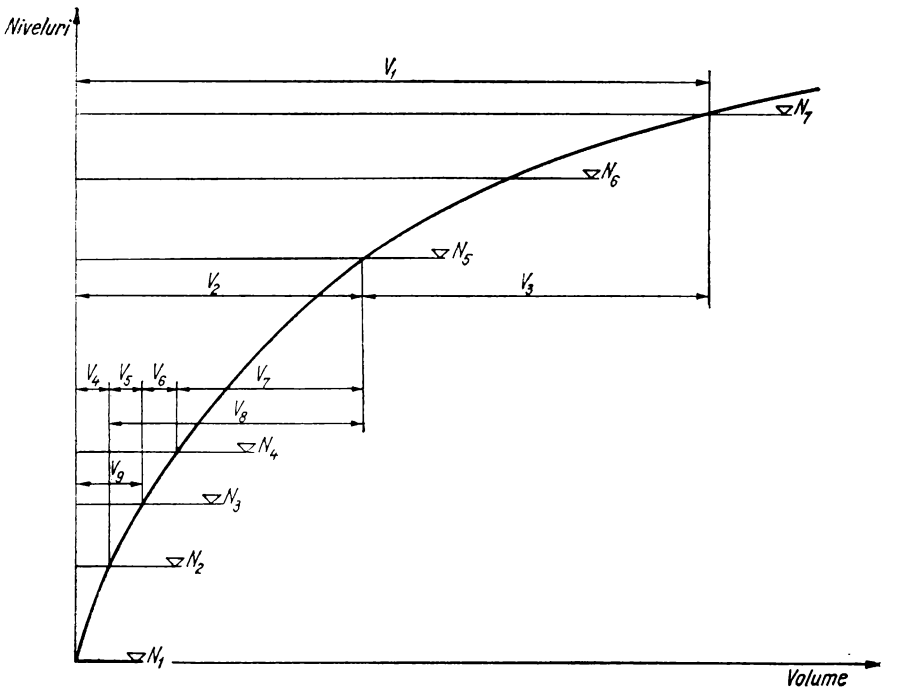


Fig. V.1. *Parametrii caracteristici ai acumulărilor:*

N_1 — nivelul talvegului în amplasamentul barajului; N_2 — nivelul golirii de fund; N_3 — nivelul prizei de apă; N_4 — nivelul minim de exploatare; N_5 — nivelul maxim normal; N_6 — nivelul crestei deversorului; N_7 — nivelul maxim extraordinar; V_1 — volum total; V_2 — volum brut; V_3 — volum de atenuare a viiturilor; V_4 — volum neevacuabil; V_5 — volumul evacuabil sub nivelul prizei; V_6 — volumul rezervei de fier; V_7 — volum utilizabil (utilizabil plus pierderi); V_8 — volum total evacuabil; V_9 — volum mort.

1.2.2.2. *Elemente necesare studiilor de gospodărire a apelor mari.* Pentru studiile de gospodărire a apelor mari sînt necesare în general:

— elementele caracteristice ale undelor de viitură (debite maxime, durate caracteristice, volume etc.) pentru viituri caracteristice de diferite probabilități;

— elementele asupra succesiunilor de unde de viitură;

— elementele asupra genezei undelor de viitură în bazin.

Și în acest caz, elementele trebuie prezentate în regim natural, eliminîndu-se efectul eventualelor lucrări de gospodărire a apelor. În anumite situații apar necesare studii

speciale asupra propagării undelor de viitură în rețeaua hidrografică și asupra modului de atenuare naturală a undelor de viitură în albii.

1.2.2.3. *Elemente de gospodărire a calității apelor.* Pentru gospodărirea calității apelor sînt necesare :

— profilul de caracterizare hidrobiologică a cursurilor de apă din bazinul hidrografic ;

— regimul de variație a diferitelor caracteristici chimice și fizice în diferite secțiuni ale sursei ;

— elementele asupra impurificării naturale și artificiale ale sursei.

1.2.2.4. *Elemente de gospodărire a debitelor solide.* Pentru gospodărirea debitelor solide sînt necesare :

— regimul debitelor solide (tîrîte și în suspensie) în diferite secțiuni de calcul ;

— corelația dintre debitele solide și debitele lichide ;

— compoziția granulometrică a materialelor transportate de apă.

În cea mai mare parte a cazurilor totalitatea elementelor menționate mai înainte nu pot fi obținute ; de aceea, în cadrul studiilor de gospodărire a apelor sînt necesare o serie de aproximații metodologice.

1.2.3. **Folosințele de apă și caracteristicile lor.** În gospodărirea apelor se denumește folosință de apă orice domeniu de utilizare a unei surse de apă. După modul de folosire a sursei, folosințele de apă se pot clasifica în :

— folosințe consumatoare de apă, care utilizează o cantitate de apă prin prelevarea ei din sursă și care restituie numai în parte sau chiar deloc debitele prelevate ; în această categorie se încadrează alimentările cu apă potabilă și industrială, irigațiile etc. ;

— folosințe neconsumatoare de apă, care utilizează apa fără prelevarea ei din sursă sau care restituie practic integral cantitățile de apă prelevate ; în această categorie se încadrează hidroenergetica, navigația, sportul și turismul pe apă etc. ;

— folosințe ale anumitor caracteristici calitative ale apelor, care sînt interesate în anumite caracteristici calitative ; în această categorie se încadrează amenajările de ape minerale și termale ; folosințele consumatoare sau neconsumatoare de apă impun de obicei și ele diferite condiții calitative ale apei utilizate și determină anumite condiții ale apei restituite ;

— folosințe ale debitelor solide, care sînt interesate în aportul de aluviuni al cursurilor de apă ; în această categorie se încadrează balastierele.

Din punctul de vedere al modului în care folosințele de apă influențează dimensionarea schemei de amenajare și exploatare a lucrărilor de gospodărire a apelor folosințele se clasifică în :

— folosințe principale, care determină dimensionarea lucrărilor de gospodărire a apelor și condițiile de exploatare și care se pot subîmpărți în : *folosințe determinante* care impun realizarea unei lucrări de gospodărire a apelor și *folosințe nedeterminate* care nu impun realizarea unei lucrări de gospodărire a apelor însă îi modifică parametrii, justificînd o mărire a lucrării față de dimensionarea dată de folosințele determinante ;

— folosințe secundare, care nu determină realizarea unei lucrări de gospodărire a apelor însă beneficiază de lucrările realizate pentru folosințele principale fără a le modifica parametrii și care se pot subîmpărți în : *folosințe secundare propriu-zise* care pot impune anumite condiții exploatării lucrărilor de gospodărire a apelor în măsura în care asemenea condiții nu crează prejudicii folosințelor principale și *folosințe auxiliare* care nu impun condiții de exploatare, beneficiind de lucrările de gospodărire a apelor n regimul impus de celelalte folosințe.

În cadrul fiecărei folosințe se pot deosebi în general mai mulți *beneficiari*, care reprezintă unitățile economice independente care beneficiază de un anumit efect de gospodărire a apelor.

Folosințele sînt caracterizate prin *cerințe* care reprezintă condițiile de gospodărire a apelor pe care le impun. Cerințele cantitative pot fi în general grupate în modul următor :

— cerințe de debit (alimentări cu apă și irigații) ;

— cerințe de adîncime a apei, care se transpun în cerințe de nivel (navigație) ;

— cerințe de debit și de nivel (hidroenergetica și piscicultura).

Cerințele de adîncime a apei pot fi de obicei transformate în cerințe de debit și sînt în general subordonate celor de debit. De aceea, metodologiile care se vor expune vor fi legate numai de studiul posibilităților de satisfacere a cerințelor de debit. Pentru situațiile în care și cerințele de adîncime sînt determinante, calculele se efectuează de obicei pornindu-se de la cerințele de debit, verificîndu-se apoi satisfacerea condițiilor de nivel și corectîndu-se rezultatele prin aproximații succesive.

După modul de variație în timp (pentru un studiu de dezvoltare dat), cerințele de apă ale folosințelor se pot grupa în modul următor :

— cerințe de apă constante (apa tehnologică a unor alimentări de apă industrială etc.) ;

— cerințe de apă variabile în cursul anului însă constante de la un an la altul (apă potabilă, apă de răcire, uzine hidroelectrice etc.) ;

— cerințe de apă variabile atît în cursul anului cît și de la un an la altul (irigații, compensarea evaporațiilor etc.) ; variația de la un an la altul este de obicei determinată de condițiile climatice.

Majoritatea folosințelor impun, în afara cerințelor cantitative și condiții calitative ale apelor.

Ținînd seama de caracterul statistic al fenomenelor hidrologice și al cerințelor de apă (în cazul celor variabile de la un an la altul) rezultă că, în calculele de gospodărire a apelor nu se poate pune problema satisfacerii cu certitudine a cerințelor de apă, ci numai aceea de a le satisface cu o anumită probabilitate dată.

Probabilitatea de satisfacere a cerințelor de apă ale unei folosințe (denumită adesea impropriu asigurare, prin analogie cu noțiunea similară din hidrologie), constituie probabilitatea ca, într-un an oarecare, cerințele de apă ale unei folosințe să fie integral satisfăcute. Această probabilitate se exprimă fie în valori absolute fie în procente. Se atrage atenția că această definiție nu este echivalentă cu cea de definire a probabilității ca raportul dintre numărul anilor în care folosințele sînt acoperite și numărul total de ani ai șirului finit corespunzător (care constituie doar valoarea probabilă corespunzătoare șirului finit considerat), ci reprezintă limita către care tinde acest raport cînd lungimea șirului tinde către infinit.

Probabilitățile cu care trebuie satisfăcute cerințele de apă ale folosințelor sînt în general normate sau au anumite valori uzuale (tabelul V.1). În diferite situații particulare este posibilă adoptarea altor probabilități pe baza unor justificări tehnico-economice corespunzătoare. Probabilitățile din tabelul V.1 se iau în considerare în calcule în situațiile în care nu variază în perioada de existență a lucrării de gospodărire analizate. În cazul în care, în urma realizării în etape a schemei de amenajare, probabilitatea de satisfacere a cerințelor de apă nu este aceeași în toate etapele, este necesară o analiză mai detaliată a condițiilor de satisfacere a cerințelor pe întreaga perioadă de existență.

Cerințele de apă ale folosințelor nu sînt în general fixe, ci variază între anumite limite. Se definește *debit minim normal al unei folosințe* Q_{min}, debitul minim pe care folosința respectivă trebuie să-l preleveze din sursa de apă pentru a mai putea funcționa în condiții normale : debitul strict necesar satisfacerii nevoilor de apă ale centrelor populate, debitul minim care în condițiile unei recirculări totale mai permite realizarea pro-

Tabelul V.1

Probabilităţile de satisfacere a cerinţelor de apă ale principalelor tipuri de folosinţe (După Instrucţiunile C.S.A. nr. 4/1962)

Nr. crt.	Felul folosinţei	Probabilitate de satisfacere a cerinţelor, %
	I. *Uzine hidroelectrice*	
1	Uzine cu puteri instalate peste 300 MW	95
2	Uzine cu puteri între 10 şi 300 MW fără lacuri de acumulare sau cu lacuri de acumulare exploatate după un grafic energetic	90
3	Uzine cu puteri instalate între 10 şi 300 MW cu lacuri de acumulare exploatate după un grafic complex	80–90
4	Uzine cu puteri instalate sub 10 MW	75
	II. *Alimentări cu apă industrială*	
1	Centrale termoelectrice cu puteri instalate peste 10 MW	97
2	Centrale termoelectrice cu puteri instalate sub 10 MW	95
3	Intreprinderi industriale de interes republican cu activitate în două sau în trei schimburi	97
4	Întreprinderi industriale de interes republican cu activitate într-un schimb	95
5	Întreprinderi industriale de interes regional şi local cu activitate în două sau în trei schimburi	95
6	Întreprinderi industriale de interes regional şi local cu activitate într-un schimb	90
	III. *Alimentări cu apă potabilă*	
1	Oraşe industriale (conform STAS 2621-51)	95
2	Oraşe mijlocii	90
3	Centre populate în mediu rural	75–80
	IV. *Irigaţii*	
1	Culturi de legume în zonele preorăşeneşti şi culturi de orez	85
2	Culturi de legume	80
3	Culturi de cîmp	75
	V. *Unităţi piscicole*	
1	Pepiniere	85
2	Crescătorii furajate	80
3	Alte amenajări piscicole	75
	VI. *Navigaţie*	
1	Căi navigabile magistrale	95
2	Căi navigabile principale	90
3	Căi navigabile secundare	85
4	Căi navigabile locale	80
	VII. *Amenajări de agrement*	
1	Toate categoriile	80

ducției scontate, debitul minim care permite debitarea puterii asigurate a unei centrale hidroelectrice în perioadele de vîrf ale sarcinii etc. Probabilitățile de satisfacere a cerințelor de apă se referă la debitele minime normale ale acestora.

În perioadele în care există disponibilități de debite în sursă, folosințele de apă pot, în general, utiliza debite mai mari decît cele minime normale, realizînd în urma acestora o serie de avantaje economice : reducerea recirculărilor, producerea unui spor de energie hidroelectrică etc. Debitele prelevate de folosințe pot fi mărite pînă la debitul instalat al captărilor și al instalațiilor de aducere și utilizare a apei, însă numai în limita disponibilităților sursei de apă, fără a condiționa dimensionarea lucrărilor de gospodărire a apei. Pentru aceste debite nu se indică în general probabilități normate.

În perioadele în care cerințele de apă nu pot fi integral satisfăcute, se impune, în general, condiția să se livreze folosințelor un anumit debit mai mic decît cel minim normal, denumit debit minim în condiții de restricții. Pentru acest debit nu există încă prescripții și urmează a fi determinat de la caz la caz în urma unei analize speciale.

În caracterizarea cerințelor de apă ale unei folosințe se face distincție între :

— *debitul captat* reprezentînd debitul care trebuie prelevat din sursă pentru a asigura funcționarea folosinței ;

— *debitul consumat* reprezentînd debitul care se încorporează în produs sau care este pierdut prin evaporație, infiltrație etc. ;

— *debitul restituit* reprezentînd debitul care, după folosire, este evacuat de folosință.

Stabilirea cerințelor de apă trebuie făcută pe baza unor analize și cercetări speciale sau pe bază de consumuri specifice.

Ținînd seama de costul lucrărilor necesare acoperirii cerințelor de apă, la stabilirea cerințelor de apă ale folosințelor trebuie să se ia măsuri de raționalizare a folosirii apei cum sînt : eliminarea sau limitarea pierderilor, accentuarea refolosirii succesive a apei, adoptarea proceselor tehnologice cu consumuri minime de apă, epurarea apelor uzate în vederea refolosirii etc.

În afară de condițiile cantitative, folosințele au și cerințe în ceea ce privește calitatea apei prelevate. O parte din aceste condiții de calitate pot fi îndeplinite de apele din sursă, alte condiții nu pot fi satisfăcute decît prin intermediul unor instalații de tratare a apei.

Pentru studiile de gospodărire a apelor trebuie precizate în prealabil condițiile impuse de folosințele incluse în schemă și anume :

— amplasamentul beneficiarilor de folosință, locul de captare și cel de restituire a apelor uzate ;

— cerințele cantitative și calitative de apă, regimul zilnic și sezonier ;

— condițiile de satisfacere a cerințelor în regim de restricții ;

— probabilitățile de satisfacere a cerințelor de apă ale folosințelor ;

— dinamica de dezvoltare a beneficiarilor de folosință.

1.2.4. **Condițiile de curgere salubră.** Prin lucrările și măsurile de gospodărire a apelor, precum și prin prelevările de debite se modifică regimul de curgere a apelor în albii. Scăderea debitelor în albii sub anumite limite poate crea zone de stagnare a apei, posibile focare de infecție și poate reduce rolul cursului de apă de receptor de reziduuri, în regim natural. Debitele minime sub care nu este permisă coborîrea în urma exploatării lucrărilor de gospodărire a apelor și a prelevărilor de debite pentru folosințe se numesc debite minime pentru curgerea salubră. Aceste debite sînt în general funcție de condițiile naturale ale albiei și de perioada din cursul anului. În tabelul V. 2 se prezintă valorile indicative ale debitelor minime pentru curgerea salubră.

Debitele minime pentru curgerea salubră nu trebuie confundate cu *debitele de servitute* care trebuie lăsate în albie, în aval de o anumită secțiune pentru satisfacerea tuturor cerințelor din aval de acea secțiune și care cuprind debitele minime pentru curgerea salubră, debitele pentru beneficiarii de folosință din aval precum și debitele pentru folosințe nelocalizabile (de exemplu adăpatul vitelor, nevoi gospodărești în localitățile rurale etc.).

Tabelul V.2

Debite minime necesare pentru curgerea salubră, în m^3/s

Mărimea bazinului de recepție km^2	Bazin de munte	Bazin de deal	Bazin de șes	Bazin complex
Sub 1 000	0,02—0,10	0,05—0,20	0,10—0,30	0,10—0,30
1 000— 5 000	0,10—0,30	0,20—0,50	0,30—0,80	0,40—0,80
5 000—10 000	0,30—0,80	0,40—1,00	0,50—1,50	0,60—1,50
Peste 10 000	0,50—2,00	0,80—3,00	1,00—5,00	1,00—5,00

1.2.5. **Combaterea acțiunilor dăunătoare ale apelor și caracteristicile lor.** Se definește acțiune dăunătoare a apelor orice acțiune a apelor în oricare din formele în care este întîlnită în natură, care împiedică sau stînjenește desfășurarea în condiții normale a unei activități economice, dezvoltări sociale sau valorificarea unui potențial.

Principalele acțiuni dăunătoare ale apelor, care fac obiectul gospodăririi apelor sînt : inundațiile, eroziunile de suprafață, eroziunile de mal și înmlăștinirile. Nu se încadrează în acțiunile dăunătoare ale apelor scoaterile permanente din circuitul economic ale unor bunuri în urma realizării unor acumulări sau derivații.

Pentru efectuarea studiilor de gospodărire a apelor trebuie precizate în prealabil :

— cauzele acțiunilor dăunătoare ale apelor și anume : caracteristicele undelor de viitură și modul lor de formare pentru studiul combaterii inundațiilor, caracteristicile curgerii apei pe versanți și starea suprafeței versanților pentru studiul combaterii eroziunilor de suprafață, caracteristicele curgerii apei în albie, regimul debitelor solide și regimul de stabilitate a albiei pentru studiul combaterii eroziunilor de mal și caracteristicele curgerii subterane și ale curgerii pe suprafața solului pentru studiul combaterii înmlăștinirilor ;

— efectele acțiunilor dăunătoare ale apelor și anume : terenurile sau bunurile afectate, frecvența de afectare, caracteristicele activităților care sînt împiedicate sau stînjenite de acțiunea dăunătoare respectivă etc.

1.2.6. **Protecția calității apelor.** Protecția calității apelor reprezintă acțiunea de prevenire și de combatere a înrăutățirii calității naturale a apelor peste anumite limite admisibile. În măsura în care această protecție este necesară pentru a permite sau a ușura desfășurarea anumitor activități, ea se încadrează în combaterea acțiunilor dăunătoare ale apelor din punctul de vedere al calității apelor. Adeseori, protecția calității apelor are ca scop prezervarea unui potențial, fără a fi nemijlocit legată de asemenea activități existente ; de aceea ea se consideră de obicei un obiectiv aparte al gospodăririi calității apelor.

2. SCHEME DE AMENAJARE

2.1. PRINCIPII DE ÎNTOCMIRE A SCHEMELOR DE AMENAJARE

2.1.1. **Generalităţi.** Resursele de apă constituind o bogăţie naturală limitată, trebuie să fie folosite în condiţii optime pentru economia naţională şi pentru dezvoltarea vieţii sociale, astfel încît să se asigure în modul cel mai raţional şi mai economic cerinţele de apă ale diverselor folosinţe, să se valorifice în modul cel mai avantajos potenţialele, să se asigure apărarea împotriva efectelor dăunătoare ale apelor şi să se ia măsuri de protecţie a calităţii apelor. Toate aceste aspecte privind utilizarea, valorificarea şi stăpînirea resurselor de apă sînt legate între ele, se influenţează reciproc şi condiţionează în mare măsură dezvoltarea social-economică a teritoriului aferent. Din această cauză este necesar ca lucrările şi măsurile de gospodărire a apelor să fie realizate în mod coordonat.

Ansamblul lucrărilor şi măsurilor din cadrul unui anumit teritoriu, atît cele de gospodărire a apelor, cît şi cele deservind direct folosinţele, constituie *schema de amenajare* a teritoriului respectiv. În cazul în care schema de amenajare nu cuprinde lucrări de gospodărire a apelor se numeşte *schemă de amenajare în regim natural*; în cazul în care schema cuprinde lucrări de gospodărire devine *schemă de amenajare în regim regularizat.*

Ţinînd seamă de diferitele interinfluenţe din cadrul bazinelor hidrografice, este necesar ca schemele de amenajare să aibă în vedere ansamblul aspectelor şi intereselor din cadrul teritoriului studiat : cerinţele şi dezvoltarea în timp, pe etape, a folosinţelor, importanţa lor social-economică, coordonarea optimă a unor cerinţe contradictorii a folosinţelor, îmbinarea raţională a lucrărilor necesare folosinţelor cu cele pentru apărarea împotriva efectelor dăunătoare ale apelor. Schemele care îndeplinesc aceste cerinţe sînt *scheme de amenajare în scopuri multiple.*

2.1.2. **Scheme de amenajare integrală.** Avînd în vedere că cerinţele cresc progresiv, plecînd de la un stadiu în etapa în care se efectuează analiza (care în cele ce urmează va fi denumit *stadiul actual*) pînă la un stadiu de perspectivă îndepărtată ale cărui limite nu se pot întrevedea, rezultă că schema de amenajare va avea un caracter dinamic, dezvoltîndu-se progresiv, o dată cu creşterea cerinţelor. Spre deosebire de cerinţe, în privinţa schemei de amenajare se poate stabili însă o limită care este determinată de resursele bazinului. O asemenea definire a limitei maxime posibile de amenajare este imprecisă, pe de o parte din cauza cunoaşterii insuficiente a resurselor bazinului, iar pe de altă parte din cauza imposibilităţii de prevedere a progreselor tehnice într-o perspectivă îndepărtată şi efectele acestor progrese atît asupra dezvoltării cerinţelor cît şi asupra mijloacelor de satisfacere a acestor cerinţe. Astfel, descoperirea unor resurse de ape subterane, încă necunoscute, poate influenţa în măsură importantă schema de amenajare. De asemenea, găsirea unor mijloace de dirijare a precipitaţiilor poate afecta sensibil atît resursele de apă cît şi cerinţele de apă ale anumitor folosinţe (irigaţii etc.).

Se defineşte *schemă de amenajare integrală* a unui bazin hidrografic schema de amenajare care permite utilizarea maximă posibilă, cu mijloacele tehnice cunoscute, a resurselor de apă cunoscute ale bazinului sau teritoriului analizat. Pot fi scoase în evidenţă două caracteristici esenţiale ale schemei de amenajare integrală :

— schema de amenajare integrală are un caracter dinamic, ea precizîndu-se şi extinzîndu-se pe măsura adîncirii gradului de cunoaştere a resurselor şi pe măsura realizării progresului tehnic ;

— schema de amenajare integrală nu este o schemă unică pentru un bazin sau teritoriu dat, ci un ansamblu de variante de scheme de amenajare posibile pentru punerea în valoare a totalității resurselor; ținînd seama de elementele incerte care sînt legate de stabilirea cerințelor dintr-o perspectivă foarte îndepărtată cît și de posibilitățile de realizare a lucrărilor propuse în diferitele variante, se poate doar afirma că în viitor se va realiza una din aceste variante, fără însă a putea preciza probabilitatea de realizare a unei anumite variante studiate.

2.1.3. **Schema de amenajare de perspectivă.** Cerințele economiei naționale pot fi preliminate, cu o aproximație mai mică decît pentru etapa corespunzînd schemei de amenajare integrală, pentru o perspectivă mai apropiată, considerată de obicei de ordinul a 15—25 ani. Schema de amenajare care cuprinde ansamblul lucrărilor și măsurilor de gospodărire a apelor necesare într-o primă etapă de 15—25 ani se numește schema de amenajare de perspectivă. Și în acest caz există în prezent suficiente imprecizii cu privire la ipotezele de bază, astfel încît nici pentru etapa de perspectivă nu poate fi precizată cu certitudine o anumită schemă de amenajare; se pot însă stabili un număr de variante de scheme de amenajare, corespunzînd diferitelor ipoteze și indica, pentru fiecare dintre aceste scheme, o anumită probabilitate de realizare, ținînd seama de probabilitatea de realizare a ipotezelor.

2.1.4. **Schema de amenajare de primă etapă.** Schemele de amenajare integrală și de perspectivă stabilesc cadrul de dezvoltare a amenajărilor de gospodărire a apelor. Necesitățile imediate ale economiei naționale pun următoarele probleme:

— determinarea gradului posibil de dezvoltare a folosințelor de apă în stadiul de amenajare existent;

— în cazul în care dezvoltarea folosințelor nu este posibilă, în stadiul de amenajare existent (sau s-a atins aproape această limită), determinarea următoarei lucrări (sau următorului grup de lucrări) de gospodărire a apelor, necesare în bazin, precum și a gradului de dezvoltare posibil al folosințelor, în ipoteza existenței acestei lucrări.

Schema de amenajare cuprinzînd ansamblul lucrărilor și măsurilor de gospodărire a apelor existente și lucrările care permit dezvoltarea maximă a folosințelor în această situație, sau schema de amenajare cuprinzînd, în plus, și următoarea lucrare (sau următorul grup de lucrări) de gospodărire a apelor, necesare în bazin, dacă dezvoltarea folosințelor în stadiul actual de amenajare nu mai este posibilă, constituie *schema de amenajare de primă etapă.*

Deoarece, mai devreme sau mai tîrziu, dezvoltarea folosințelor de apă va fi frînată din cauza caracterului limitat al resurselor și al posibilităților de amenajare, este necesar ca o lucrare de gospodărire a apelor să fie studiată la proporțiile maxime permise de amplasament. De aceea, schemele de primă etapă nu se delimitează calendaristic ci se stabilesc în funcție de gradul de dezvoltare pe care îl permit lucrările de gospodărire a apelor. În anumite situații particulare, care apar în special în studiul derivațiilor și în cazul bazinelor în care există posibilități numeroase și avantajoase de realizare a unor acumulări, se ridică problema de a nu realiza lucrările de gospodărire la proporțiile maxime posibile ci la dimensiuni mai reduse, dictate de condiții economice; în asemenea situații schema de amenajare de primă etapă cuprinde lucrările de dezvoltare a folosințelor în limitele permise de prima lucrare de gospodărire a apelor la proporțiile optime economice. O asemenea limitare, fără prevederi de extindere ulterioară poate fi justificată numai în situațiile în care nici una din schemele de amenajare integrală nu scoate în evidență eventuala necesitate de realizare a acelei lucrări la proporții sporite.

Dacă dezvoltarea folosinţelor permisă de realizarea unei lucrări de gospodărire a apelor la proporţii maxime depăşeşte mult stadiul actual, se ridică problema analizării realizării acelei lucrări în mod etapizat. În acest caz schema de primă etapă se referă la lucrarea de gospodărire realizată la proporţii mai reduse decît cele maxime posibile, însă în asemenea condiţii încît să fie posibilă extinderea ei ulterioară la aceste proporţii.

2.2. ASPECTE METODOLOGICE ALE ÎNTOCMIRII SCHEMELOR DE AMENAJARE

2.2.1. **Metodologia elaborării schemei de ansamblu.** Pentru întocmirea unor scheme de amenajare care să asigure atît includerea soluţiilor propuse într-o primă etapă în schema de perspectivă şi în schema de amenajare integrală, cît şi adoptarea unor soluţii economice care să permită o etapizare raţională a schemei, trebuie să se ţină seama de următoarele considerente:

— schema de amenajare de perspectivă (şi schema de amenajare integrală) nu se realizează dintr-odată, ci în etape succesive; de aceea în conceperea acestor scheme, trebuie să se pornească de la stadiul actual şi să se extindă succesiv amenajările pînă la atingerea schemei finale;

— în cadrul extinderilor succesive pot apare interese divergente ale diferitelor folosinţe (de exemplu interese divergente ale alimentărilor cu apă şi ale irigaţiilor). Ţinînd seama de elementele de incertitudine legate de perspectivele mai îndepărtate nu se poate acorda aprioric prioritate unei sau unor anumite folosinţe (de exemplu deşi principial nu se poate admite renunţarea la alimentările cu apă potabilă, modificări în dezvoltarea reţelei de localităţi faţă de cea admisă în studiu sau detectarea unor surse de apă subterană încă necunoscute pot atrage după sine scăderea ponderii şi importanţei acestei folosinţe în alocarea unor resurse de suprafaţă). În asemenea situaţii trebuie întocmite mai multe variante de extindere a folosinţelor;

— în cadrul extinderilor succesive este posibil ca ritmul de dezvoltare a diferitelor folosinţe să fie diferit de cel admis în calcul. Asemenea diferenţe de ritm pot atrage după sine modificări ale modului de extindere a unei scheme de amenajare; astfel, de exemplu, schema de amenajare a unui bazin poate fi diferită dacă se dezvoltă în paralel irigaţiile şi hidroenergetica sau dacă există un decalaj între cele două folosinţe. Determinarea ritmurilor de dezvoltare a folosinţelor în perspectivă fiind imprecisă, în cazurile în care aceste ritmuri influenţează soluţiile de dezvoltare a schemei de amenajare, este indicat să se ia în considerare mai multe variante.

În urma dezvoltării succesive a schemelor de amenajare se ajunge, în unele cazuri, ca diferitele variante introduse în calcul să nu implice decît o etapizare diferită a aceloraşi lucrări din schema de perspectivă (sau din schema de amenajare integrală) care este unică. În alte cazuri însă se ajunge la scheme de perspectivă (sau de amenajare integrală) diferite; toate aceste scheme se consideră la fel de posibile din punctul de vedere al perspectivelor de dezvoltare a bazinului.

În anumite cazuri ale extinderii succesive ale schemelor de amenajare se ajunge la concluzia că anumite lucrări de gospodărire a apelor realizate într-o etapă anterioară, duc la greutăţi în extinderea ulterioară a schemei de amenajare. De exemplu, o derivare de debite avantajoasă într-o anumită etapă poate deveni neindicată într-o etapă ulterioară. În asemenea cazuri trebuie analizat modul de extindere a schemei atît în ipoteza că lucrarea respectivă se realizează ca lucrare cu funcţiune temporară (urmînd a fi ulterior scoasă din funcţiune) cît şi în ipoteza că se renunţă, încă de la început, la realizarea amenajării respective.

În urma acestui proces de concepere a schemelor de amenajare de perspectivă (sau de amenajare integrală) se vor putea grupa lucrările de gospodărire a apelor în două categorii :

— lucrări de gospodărire a apelor care se încadrează în toate variantele de scheme de amenajare de perspectivă (sau integrală) ;

— lucrări de gospodărire a apelor care se încadrează numai în anumite scheme de amenajare de perspectivă (sau integrală).

Rolul schemelor de amenajare de perspectivă şi de amenajare integrală nu este, şi nici nu poate fi, cel de stabilire a unor soluţii care vor fi realizate într-un viitor îndepărtat ci numai de a pune în evidenţă un cadru general al schemelor de primă etapă, care la rîndul lor au, în ultimă instanţă, rolul de a permite selecţionarea următoarei lucrări de gospodărire a apelor care trebuie atacată în bazin. Cînd dezvoltarea folosinţelor atinge stadiul de dezvoltare maximă permis de această primă lucrare, trebuie, principial, să se treacă la elaborarea unei noi scheme de amenajare de perspectivă şi a unei noi scheme de amenajare integrală, ţinînd seama de noile elemente apărute.

În situaţiile în care soluţia cea mai economică de primă etapă o constituie o amenajare care nu se încadrează în toate variantele de extindere, pentru definitivarea soluţiei de primă etapă este necesară o analiză economică mai amănunţită, pe baza teoriei hotărîrilor în condiţii de risc sau de încertitudine. În general, o asemenea analiză duce la concluzia că este preferabilă adoptarea unor variante mai elastice, adică a acelor lucrări care pot fi încadrate în cît mai multe variante de extindere a schemei.

Schemele de perspectivă (sau de amenajare integrală) nu dau indicaţii numai asupra oportunităţii unor anumite lucrări de gospodărire a apelor ci şi asupra dispoziţiilor constructive care trebuie adoptate pentru diferite lucrări, precum şi asupra modului de concepere a lucrărilor specifice folosinţelor. Astfel, schemele de perspectivă sînt cele care determină, de obicei, debitele instalate ale lucrărilor de golire ale diferitelor acumulări deoarece aceste debite sînt determinate de obicei de necesităţile folosinţelor, care sînt mai mari în perspectivă decît în etape mai apropiate. De asemenea, schemele de perspectivă determină uneori şi proporţiile lucrărilor de descărcare a apelor mari. De exemplu, există numeroase situaţii în care, pe cursuri de apă se realizează o serie de lucrări de barare a albiei, ale căror descărcători trebuie dimensionaţi la debitele cu o anumită probabilitate de depăşire. Dimensionarea descărcătorilor la debitele maxime în regim actual, are drept consecinţă o supradimensionare a acestor lucrări în perspectivă, după apariţia unor lucrări de atenuare a viiturilor în amonte ; de aceea, în asemenea situaţii trebuie ţinut seama de faptul că barările respective vor funcţiona pentru o parte din perioada de existenţă în regimul actual al debitelor mari, iar în rest în regimul atenuat al debitelor mari.

De asemenea, schemele de perspectivă pot influenţa şi modul de concepere a lucrărilor specifice folosinţelor. Astfel, o aceeaşi acumulare poate fi folosită energetic în mod diferit dacă face parte dintr-un lanţ de acumulări sau dacă este izolată, în primul caz prevăzîndu-se o uzină hidroelectrică la piciorul barajului iar, în a doua situaţie, fiind posibilă realizarea unei uzine hidroelectrice de tip derivaţie. Realizarea în perspectivă a anumitor acumulări sau derivaţii poate influenţa concepţia sistemelor de irigaţie, ducînd la modificări ale traseelor canalelor de aducţiune. De asemenea, diferitele modificări ale regimului hidrologic, care apar în urma extinderii folosinţelor şi a lucrărilor de gospodărire a apelor, pot influenţa modul de realizare a lucrărilor specifice folosinţelor.

2.2.2. **Posibilităţile şi condiţiile tehnice şi economice de realizare a lucrărilor de gospodărire a apelor.** Schemele de amenajare sînt influenţate în mod hotărîtor de analiza posibilităţilor de realizare a lucrărilor de gospodărire a apelor, care asigură concordanţa

dintre regimul de curgere şi cerinţele folosinţelor de apă, cele ale protecţiei împotriva acţiunilor dăunătoare şi cele ale protecţiei calităţii apelor.

Pentru realizarea unui grad ridicat de utilizare a resurselor naturale de apă ar fi necesar să se dispună de acumulări al căror volum să depăşească volumul mediu anual al cursului de apă, deoarece o asemenea utilizare implică reţinerea în lacurile de acumulare a excedentelor dintr-un şir de ani ploioşi pentru acoperirea deficitelor dintr-un şir de ani secetoşi.

De asemenea, în privinţa combaterii acţiunilor dăunătoare ale apelor, trebuie scos în relief faptul că singurul mijloc raţional îl constituie realizarea de acumulări care să reţină debitele viiturilor în vederea folosirii lor ulterioare; celelalte mijloace de combatere prin îndiguiri sau derivaţii nu fac decît să îndepărteze apele, fără a contribui la o utilizare mai raţională a lor.

Din această cauză, stabilirea posibilităţilor de realizare a lacurilor de acumulare, din fiecare bazin hidrografic, prezintă o importanţă deosebită şi trebuie să se fundamenteze pe studii de teren corespunzătoare. În acest scop, trebuie cercetată reţeaua hidrografică a întregului bazin în vederea punerii în evidenţă a unor acumulări de mare capacitate care să asigure regularizarea eficientă a unor părţi importante din resursele de apă ale bazinului.

Avînd în vedere că acumulările din zona cursurilor medii şi inferioare au de obicei implicaţii economice importante, este necesar ca, în paralel, să se analizeze şi posibilităţile de acumulare de pe cursul superior al riurilor. În situaţiile în care în schema de amenajare se analizează dezvoltarea unor folosinţe cu cerinţe contradictorii, în ceea ce priveşte gospodărirea apelor, dacă aceste folosinţe sînt concentrate în părţi diferite ale bazinului, este necesar să se analizeze posibilităţile de realizare a unor acumulări în partea amonte a bazinului care să deservească un prim grup de folosinţe, cît şi în partea mijlocie a bazinului, pentru redresarea debitelor utilizate, în vederea satisfacerii cerinţelor unui alt grup din aval. O asemenea amplasare a acumulărilor poate fi eficientă şi din punctul de vedere al combaterii inundaţiilor, ducînd la o întîrziere a undelor de viitură în primul grup de acumulări, timp în care grupul de acumulări din aval poate fi golit în vederea reţinerii lor definitive.

Pentru amplasamentele de acumulări, care se iau în considerare, este necesar să se efectueze studii şi cercetări de teren care să cuprindă:

— ridicări topografice ale cuvetelor lacurilor de acumulare la scara 1 :2 000—1 :10 000 cu echidistanţa curbelor de nivel între 1 m la şes şi 5 m la munte şi cu indicarea folosinţelor existente în cuvete, precum şi ridicări de detaliu la scara 1 :200—1 :1 000 la amplasamentele barajelor;

— studii geologice tehnice şi studii asupra materialelor de construcţie constînd din cartări, foraje, galerii, puţuri şi derocări, împreună cu probe speciale şi încercări de laborator, în măsura necesară stabilirii etanşeităţii cuvetei şi a condiţiilor tehnice şi economice de realizare a barajelor;

— studii topografice şi geotehnice speciale pe amplasamentul zonelor de restructurare a folosinţelor din cuvetă (trasee de căi de comunicaţie, zone de strămutare a localităţilor etc.).

Derivaţiile, deşi au un rol important în gospodărirea apelor, de redistribuire teritorială a resurselor, nu pot înlocui acumulările, la grade avansate de dezvoltare a folosinţelor; ele pot fi însă incluse în schemele de amenajare conlucrînd cu acumulările. Concepute ca lucrări de distribuire mai raţională a resurselor, derivaţiile nu trebuie luate în considerare numai pentru suplimentarea debitelor bazinelor cu resurse insuficiente. Există situaţii în care resursele anumitor bazine hidrografice sînt pe de o parte suplimentate prin derivaţii în anumite zone şi pe de altă parte suplimentează teritorii

învecinate prin derivații în alte zone. De asemenea, soluția de suplimentare a debitelor dintr-un bazin mai solicitat într-un bazin mai puțin solicitat poate apare rațională dacă cel de-al doilea bazin dispune de posibilități de acumulare mai reduse și mai puțin avantajoase decît primul.

Derivațiile fac adeseori posibilă realizarea unor acumulări avantajoase ca amplasament însă cu resurse insuficiente pentru umplerea lacului. De asemenea, ele constituie unul din mijloacele de concentrare a potențialelor, în special a celui hidroenergetic, pe anumite cursuri de apă. Pentru studiul derivațiilor trebuie efectuate studii și cercetări de teren care să cuprindă :

— ridicări topografice ale traseelor derivațiilor cu canale și conducte, la scara 1 :2 000 — 1 :10 000 cu echidistanța curbelor de nivel între 0,5 m la șes și 1 m la munte, precum și ridicări de detaliu la scara 1 :200 — 1 :1 000 în zonele în care traseul prevede lucrări : captări, traversări de cursuri de apă sau de căi de comunicație, trepte de cădere etc. ;

— profiluri longitudinale pe traseul derivațiilor în galerie ;

— studii geologice tehnice și studii asupra materialelor de construcție, constînd din cartări, foraje, galerii și puțuri, cu detalieri în zonele cu lucrări, pentru stabilirea condițiilor de realizare.

2.3. POSIBILITĂȚI MAXIME DE DEZVOLTARE A BAZINULUI (POTENȚIALE)

2.3.1. **Generalități.** În studiul schemelor de amenajare o etapă importantă o constituie analiza potențialelor. Se numește potențial limita maximă pînă la care se pot dezvolta anumite amenajări în cadrul bazinului, fără a ține seama de limitările care se impun în urma coordonării cu alte amenajări.

Potențialele care se studiază în cadrul schemelor de amenajare se pot împărți în :

— potențialul de gospodărire a apelor, reprezentînd limita maximă la care se pot dezvolta lucrările de gospodărire a apelor ;

— potențialul de dezvoltare a folosințelor, reprezentînd limita maximă pînă la care s-ar putea dezvolta diferitele folosințe, independent de eventualele dezvoltări ale altor folosințe ;

— potențialul de combatere a efectelor dăunătoare reprezentînd limita maximă pînă la care se pot dezvolta amenajările de combatere ;

— potențialul de evacuare reprezentînd limita maximă pînă la care cursurile de apă pot fi utilizate pentru îndepărtarea reziduurilor.

După modul în care se abordează problema potențialelor, acestea pot fi delimitate în modul următor :

— potențiale teoretice, reprezentînd limita maximă teoretică de dezvoltare a amenajărilor ;

— potențiale tehnice, reprezentînd limita maximă de dezvoltare a amenajărilor în condițiile tehnicii actuale ;

— potențiale economice, reprezentînd limita maximă de dezvoltare a amenajărilor care, cu elementele economice previzibile în momentul elaborării studiului, sînt economic justificate.

2.3.2. **Potențiale de gospodărire a apelor.** Potențialele de amenajări de gospodărire a apelor cuprind posibilitățile de realizare a unor acumulări și derivații.

Potențialul de realizare a unor acumulări (denumit uneori și *potențial acumulabil*) se studiază sub următoarele forme :

— *potențialul morfologic de realizare de acumulări* care constituie o analiză teoretică a volumelor care pot fi acumulate în diferite secțiuni transversale pe cursurile de apă,

dacă în aceste secțiuni s-ar realiza bariri de diferite înălțimi fără a ține seama de limitări datorite resurselor de apă; aceste potențiale se reprezintă pe profilurile longitudinale ale cursurilor de apă prin izolinii de egal volum acumulat funcție de înălțimea de retenție [9];

— *potențialul tehnic de realizare de acumulări,* care reprezintă ansamblul acumulărilor inventariate; deoarece acest ansamblu cuprinde și diferitele acumulări care se încalecă și care deci se exclud reciproc, potențialul tehnic are în special un caracter de inventar; în totalizarea valorilor pe bazine trebuie eliminate suprapunerile, reținîndu-se numai volumele simultan acumulabile; în determinarea potențialului tehnic acumulabile se ține seama, în general, de resursele de apă care pot umple acumulările (fie din debitele proprii ale cursului de apă, fie prin suplimentare cu ajutorul unor derivații, fie, în sfîrșit, prin pompare din aval);

— *potențialul economic de realizare de acumulări* care cuprinde ansamblul acumulărilor inventariate a căror eficiență economică nu depășește o limită dată; în determinarea acestui potențial, limitarea economică poate fi făcută, fie pe baza unui indicator referitor la acumulare (de exemplu costul metrului cub acumulat), fie pe baza unui indicator referitor la efectul acumulării (de exemplu costul metrului cub de apă livrat folosințelor sau hectarului apărat împotriva inundațiilor).

Potențialul de realizare a unor derivații (denumit uneori impropriu potențial derivabil) nu se studiază sub forma potențialului teoretic, deoarece nu s-a găsit încă un criteriu de determinare a unor asemenea potențiale; astfel, el este limitat la următoarele forme:

— *potențialul tehnic de realizare de derivații* care reprezintă întreg ansamblu de derivații inventariate de suplimentare a resurselor bazinului din bazinele învecinate, de suplimentare a resurselor bazinelor învecinate din bazinul studiat sau între diferitele subbazine ale aceluiași bazin; potențialul cuprinde și variante care se exclud reciproc;

— *potențialul economic de realizare de derivații* care reprezintă totalitatea derivațiilor inventariate a căror eficiență economică nu depășește o limită dată; limitarea economică poate fi făcută fie pe baza unui indicator referitor la derivație (costul pe 1 m^3/s instalat), fie pe baza unui indicator referitor la efectul derivației (costul pe 1 m^3/s livrat folosințelor).

Spre deosebire de potențialul de realizare de acumulări care se caracterizează printr-o singură categorie de volum acumulat, potențialul de realizare de derivații se caracterizează prin trei categorii de volum de apă derivabil în anul mediu (sau în anul secetos cu o probabilitate anumită): volumul de apă derivabil în alte bazine, volumul de apă derivabil din alte bazine și volumul de apă derivabil în cadrul bazinului.

2.3.3. **Potențiale de dezvoltare a folosințelor.** Potențialele de dezvoltare a folosințelor sînt de două tipuri: potențiale limitate de resursele de apă ale bazinului și potențiale limitate de alte resurse. Potențialele de dezvoltare din prima categorie se referă în special la alimentările cu apă și la hidroenergetică.

Potențialul de dezvoltare a alimentărilor cu apă se analizează numai sub forma potențialului tehnic care se determină plecînd de la potențialul tehnic de realizare a unor acumulări, determinîndu-se debitele care ar putea fi furnizate unor alimentări cu apă în ipoteza că s-ar realiza toate acumulările incluse în potențialul tehnic.

Potențialul hidroenergetic se analizează sub următoarele forme:

— potențialul hidroenergetic teoretic care este, la rîndul lui, de două forme: potențialul hidroenergetic de suprafață reprezentînd totalitatea energiei apei care cade (potențial din precipitații) sau care se scurge (potențial de scurgere) pe teritoriul bazinului [10] și potențialul hidroenergetic liniar reprezentînd totalitatea energiei apei care se scurge pe cursurile de apă ale bazinului;

— potențialul hidroenergetic tehnic amenajabil care cuprinde totalitatea uzinelor hidroelectrice care se pot realiza în bazin;

— potențialul hidroenergetic economic amenajabil care cuprinde totalitatea uzinelor hidroelectrice care prezintă o durată de recuperare a investițiilor mai mică decît durata de recuperare normată.

Potențialele din cea de a doua categorie sînt limitate în special de teritoriul bazinului; în această categorie se încadrează potențialul irigabil:

— *potențialul teoretic irigabil* cuprinde totalitatea terenurilor agricole și a terenurilor neproductive care prin amenajări corespunzătoare pot fi date agriculturii, situate în zone climatice în care precipitațiile nu acoperă cerințele de apă ale culturilor agricole și care se pretează, din punct de vedere pedoameliorativ, introducerii irigațiilor; cerințele de apă variind de la o cultură la alta rezultă că se vor putea determina potențiale diferite corespunzătoare diferitor culturi;

— *potențialul tehnic irigabil* cuprinde sistemele de irigație care sînt efectiv tehnic realizabile în bazin;

— *potențialul economic irigabil* cuprinde acele sisteme de irigație (sau părți din sisteme de irigație) a căror eficiență economică este mai bună decît o anumită valoare limită dată.

2.3.4. **Potențialele de combatere a efectelor dăunătoare ale apelor.** Potențialele de combatere a efectelor dăunătoare, deși au o structură diferită de cea a potențialelor analizate anterior, au totuși caracter de potențiale prin faptul că prezintă posibilitățile maxime de amenajare a unei resurse, care în regim natural nu este valorificabilă. Dintre potențialele de acest tip se analizează mai frecvent cel de combatere a inundațiilor.

Potențialul teoretic de combatere a inundațiilor este egal cu suprafețele inundabile în regim natural; inundabilitatea terenurilor putînd fi indicată numai cu o anumită probabilitate, rezultă că și potențialul teoretic va varia funcție de probabilitatea luată în considerare.

Potențialul tehnic amenajabil de combatere a inundațiilor cuprinde totalitatea suprafețelor care pot fi scoase de sub influența viiturilor fie prin îndiguiri, fie prin acumulări de atenuare sau derivații de ape mari; el diferă de potențialul teoretic prin terenurile care rămîn în zona dig-mal, terenurile din cuvetele lacurilor de acumulare și terenurile care, datorită unor condiții locale (de exemplu lunci foarte înguste) nu pot fi apărate.

Potențialul economic de combatere a inundațiilor cuprinde acele lucrări din cadrul potențialului tehnic a căror eficiență economică este mai bună decît o eficiență limită normată.

2.3.5. **Potențiale de evacuare a reziduurilor.** O funcțiune a cursurilor de apă, care este adesea trecută cu vederea, este cea de îndepărtare a reziduurilor. Deoarece însă cursurile de apă trebuie să îndeplinească simultan și funcția de deservire a folosințelor, capacitatea de transport de reziduuri este limitată la cantitățile care mai permit, la limită, utilizarea apei de către folosințe.

Diferitele folosințe avînd pretenții deosebite de calitate, rezultă că potențialele de evacuare a reziduurilor vor varia în funcție de folosințele existente sau care se vor dezvolta în bazin.

În determinarea acestor cantități trebuie să se țină seama pe de o parte de calitatea naturală a apelor care, în anumite situații, poate limita cantitatea de substanțe evacuabilă în cursurile de apă și de capacitatea de autoepurare care poate spori cantitatea de substanțe organice degradabile evacuabile în cursurile de apă.

Pentru evacuarea reziduurilor se determină numai un potențial teoretic. Se definește *potențial de evacuare a reziduurilor* cantitatea de substanțe reziduale care poate fi

evacuată prin intermediul unui curs de apă; acest potențial se raportează la două mărimi:

— la debitul minim al cursului de apă, reprezentînd cantitățile care pot fi evacuate fără amenajări de compensare a debitelor pe restituții;

— la debitul mediu al cursului de apă, reprezentînd cantitățile care pot fi evacuate în ipoteza în care s-ar asigura și o gospodărire a restituțiilor.

În stadiul actual este uzuală numai raportarea la debitul minim.

Normele de calitate a cursurilor de apă indică concentrații limită pentru diferite substanțe caracteristice; din acest motiv se pot determina potențiale de evacuare pentru fiecare din aceste substanțe.

3. GOSPODĂRIREA APELOR PENTRU FOLOSINȚE

3.1. GENERALITĂȚI

3.1.1. **Noțiuni de bază.** Gospodărirea apelor pentru folosințe, una din principalele ramuri ale gospodăririi apelor curgătoare de suprafață, are ca obiect ansamblul de lucrări și măsuri necesare satisfacerii cerințelor cantitative de apă ale folosințelor.

Avînd în vedere faptul că regimul cursurilor de apă nu corespunde cu regimul cerințelor cantitative de apă ale folosințelor, gospodărirea apelor pentru folosințe se ocupă de mijloacele de realizare a unei concordanțe între cele două regimuri prin: regularizarea debitelor în lacuri de acumulare, prin derivarea de debite din alte bazine și prin măsuri de regularizare a curgerii pe versanți.

Aceste lucrări și măsuri nu se exclud, de cele mai multe ori preferîndu-se scheme de amenajare în care ele conlucrează.

Tot în domeniul gospodăririi apelor pentru folosințe intră studiul curgerii apei din sursă pînă la amplasamentul efectiv al folosinței și de la aceasta în emisar, precum și studiul curgerii apei pe cursurile de apă cu modificările cantitative rezultate în urma regularizării debitelor și utilizării apei, această curgere fiind privită ca un flux tehnologic.

3.1.2. **Folosințele de apă.** 3.1.2.1. *Alimentările cu apă pentru populație.* Acestea reprezintă folosința care utilizează apa pentru satisfacerea cerințelor de apă de băut și pentru diferite scopuri gospodărești ale populației, inclusiv nevoile de întreținere a centrelor populate (stropitul străzilor și spațiilor verzi etc.) și cele pentru activități productive de importanță locală. Din punctul de vedere al gospodăririi apelor, nu se cuprind în alimentările cu apă pentru populație cerințele de apă de incendiu care utilizează apa numai în situații excepționale.

Pînă în prezent alimentările cu apă s-au dezvoltat în țara noastră numai în centrele urbane; în anul 1965 cantitatea de apă distribuită prin rețelele publice a fost de circa 460 000 000 m^3.

Cu excepția unor centre urbane mari, debitele necesare alimentărilor cu apă pentru populație au fost prelevate cu prioritate din sursele subterane. Eliminarea diferenței dintre dotările edilitare ale orașelor mari pe de o parte și cele mici și localitățile rurale pe de altă parte, va atrage după sine o sporire a cerințelor de apă pentru populație și, implicit, trecerea la o solicitare mai intensă a resurselor de apă de suprafață.

Alimentările cu apă pentru populație sînt caracterizate pe de o parte prin variații ale debitelor necesare în cursul unei zile (variații orare), iar pe de altă parte prin variații

de la un anotimp la altul (variații sezoniere). Variațiile orare de debit sînt preluate în mod uzual de rezervoarele sistemelor de alimentare cu apă, și în consecință, nu afectează gospodărirea apelor care ia în considerare numai debitele medii zilnice. În calculele de gospodărire a apelor trebuie să se țină seama însă de variațiile sezoniere. În general se admite că în cursul verii debitele prelevate sînt de 1,25—1,35 ori mai mari, iar în cursul iernii de 0,75—0,65 ori mai mici decît mediile anuale. Din cantitățile de apă prelevate pentru alimentări cu apă circa 70—80% se restituie în cursurile de apă prin canalizări și numai 20—30% reprezintă consum efectiv.

3.1.2.2. *Alimentările cu apă industrială.* Acestea se execută independent de rețeaua publică de apă potabilă pentru acoperirea cerințelor de apă ale marilor întreprinderi sau complexe industriale; pentru industriile mici de importanță locală se recurge de obicei la racorduri de la rețeaua publică. Debitele prelevate și consumate pentru alimentări cu apă industrială depind de felul și capacitatea întreprinderilor industriale, necesități mai importante de apă avînd industriile chimice și petrochimice, uzinele siderurgice și metalurgice, întreprinderile de celuloză și hîrtie, industriile miniere și centralele termoelectrice. Din necesarul total de apă în industrie se folosește o parte relativ mică pentru diferite procese tehnologice, ca materie primă, partea cea mai mare fiind utilizată pentru răcire, spălare, transport hidraulic și alte operații auxiliare. Atît debitele prelevate cît și cele consumate sau restituite depind în mare măsură de schema internă de utilizare a apei: în circuit deschis, închis sau mixt.

La nivelul anului 1965 volumul de apă necesar pentru alimentări cu apă industrială, în condiții de recirculare maximă, a fost de 1 200 000 000—1 400 000 000 m³, din care circa 600 000 000 m³ revin centralelor termoelectrice.

Datorită debitelor însemnate necesare, alimentarea cu apă industrială a marilor consumatori poate fi realizată numai din resursele de apă de suprafață; sînt din ce în ce mai extinse zonele în care consumatorii de apă industrială au depășit posibilitățile de extindere în regim natural de curgere, făcînd necesară realizarea unor lucrări de gospodărire a apelor.

Debitele necesare pentru alimentările cu apă industrială au variații sensibile în cursul zilei pentru unitățile lucrînd într-un singur sau în două schimburi, însă sînt practic constante pentru marile unități cu lucru în trei schimburi. Variațiile orare sînt preluate, ca și în cazul alimentărilor cu apă pentru populație, de rezervoare și nu intră în calculele de gospodărire a apelor. În ceea ce privește variația sezonieră, debitele pentru necesități tehnologice sînt practic constante, iar cele necesare pentru răcire variază în funcție de temperatura exterioară, debitele cerute în lunile de vară fiind cu circa 25% mai mari iar cele din lunile de iarnă cu circa 25% mai mici decît mediile anuale. Excepție fac întreprinderile cu activitate sezonieră (unități de conservare a alimentelor etc.). La centralele termoelectrice mărirea consumurilor de vară este mai mică deoarece, din cauza reducerii producției de energie în lunile de vară, se programează în acest anotimp reparațiile și reviziile grupurilor. Din debitele prelevate pentru necesități industriale se restituie circa 80—90% în cazul sistemelor în circuit deschis, procentul de restituție scăzînd pînă la circa 20% pentru sistemele în circuit închis.

3.1.2.3. *Alimentarea cu apă a unităților agrozootehnice.* Aceasta constituie o folosință care se dezvoltă din ce în ce mai mult pe măsura extinderii metodelor intensive în agricultură. Această folosință ridică probleme de gospodărire a apelor în situațiile amplasării unităților în bazine cu resurse relativ reduse de apă. Pentru aceste unități se admit în calcule consumuri cu variații sezoniere de ± 15% față de media anuală.

3.1.2.4. *Irigațiile.* Acestea se caracterizează prin necesități de apă importante atît datorită consumurilor specifice mari (în medie de circa 2 500—4 500 m³/ha-an), cît și datorită suprafețelor mari care se prevăd a fi irigate. Mărimea consumurilor de apă pentru irigații depinde de condițiile climatice, felul culturilor și metoda de udare. Regimul de

variație a cerințelor de apă pentru irigații este foarte neuniform, atît de la an la an, cît și de la lună la lună, în cursul perioadei de vegetație.

La nivelul anului 1965 cerințele de apă pentru irigațiile în funcțiune se ridicau aproape la 1 000 000 000 m³; în urma ritmului intens de dezvoltare a irigațiilor, cantitățile de apă folosite vor crește în mod corespunzător.

Gradul de solicitare pentru cerințele irigațiilor sete ridicat la cursurile de apă care străbat zonele de cîmpie, precum și la cursurile de apă mici din zonele de deal. În calculele de gospodărire a apelor se admite că debitele prelevate pentru irigații sînt în întregime consumate.

3.1.2.5. *Necesarul de apă pentru piscicultură.* Acesta depinde de condițiile de exploatare ale amenajărilor. În general, aceste amenajări necesită un volum de apă în perioada lunilor martie-aprilie pentru umplere, un debit de primenire în perioada lunilor aprilie-septembrie pentru compensarea pierderilor prin evaporație și infiltrație sau pentru nevoile exploatării și restituie un volum de apă rezultat din golirea iazurilor pentru pescuit în perioada lunilor octombrie-noiembrie.

Pentru amenajările piscicole situate pe cursuri de apă, cu resurse reduse, este posibil ca volumul de apă afluent în perioada lunilor noiembrie-aprilie să fie insuficient pentru umplere. În asemenea situații, dacă există un sistem de iazuri în cascadă, iazurile se golesc din aval spre amonte, volumul golit dintr-un iaz amonte fiind acumulat în iazul din aval, după pescuitul peștelui din acesta. Deoarece prin această exploatare iazurile din partea aval a sistemului se mențin umplute în perioada de iarnă este necesar să se prevadă, prin rotație, menținerea a cîte unui iaz sau grup de iazuri golit în perioada de iarnă pentru regenerarea fundului.

3.1.2.6. *Amenajările hidroenergetice.* Acestea folosesc energia disponibilă a cursurilor de apă; în condițiile din țara noastră uzinele hidroelectrice sînt interconectate cu alte centrale termo și hidroelectrice în cadrul sistemului energetic care trebuie să asigure producerea și furnizarea energiei electrice pentru întreaga țară.

Pentru folosința energetică prezintă interes sectoarele de rîu cu potențial mai ridicat, adică cursurile de apă din regiunea de munte, cursurile de apă mai importante din regiunea de deal și rîurile mari din regiunea de cîmpie. Totodată prezintă interes energetic folosirea căderilor care se pot realiza în cadrul lucrărilor de gospodărire a apelor și al lucrărilor de amenajare prevăzute pentru alte folosințe ale apelor.

Din punctul de vedere al regimului de funcționare se deosebesc patru tipuri caracteristice de amenajări hidroenergetice:

— uzine hidroelectrice fără acumulări, la care puterea produsă depinde de variația naturală a debitelor afluente și care funcționează în cadrul sistemului energetic în regim de bază;

— uzine hidroelectrice cu acumulări de regularizare a debitelor ținînd seama (în întregime sau în parte) de cerințele de putere și energie ale sistemului energetic; regimul acestor uzine depinde de mărimea acumulărilor: în cazul unor acumulări mici (zilnice, săptămînale) uzinele au un regim de funcționare de vîrf sau semivîrf zilnic, în perioadele de ape mici și un regim de funcționare de bază în perioadele de ape mari; în cazul unor acumulări importante uzinele au în general în tot cursul anului un regim de funcționare de vîrf sau semivîrf, dar se realizează și o modificare a distribuției lunare, sezoniere, anuale de la un an la altul a debitelor defluente, în funcție de planul de exploatare energetic sau în scopuri multiple stabilit pentru fiecare acumulare;

— uzine hidroelectrice care folosesc amenajări de gospodărire a apelor sau alte lucrări realizate pentru alte folosințe, energetica avînd rol subordonat; aceste uzine sînt proiectate pentru o funcționare zilnică de vîrf sau semivîrf în perioadele de debite regularizate mici, în cazul în care în aval se amenajează o acumulare de redresare (tampon) și pentru o funcționare zilnică de bază în caz contrar;

— uzine hidroelectrice care folosesc căderea creată de barajele acumulărilor de redresare zilnică (tampon), avînd rolul de uniformizare a debitelor defluente în regim de vîrf zilnic de la alte uzine din amonte; aceste uzine funcționează la baza graficului zilnic de sarcină.

Pentru încadrarea corespunzătoare necesităților energetice a producției de putere și energie a uzinei hidroelectrice în zona de vîrf a curbelor de sarcină, este necesar ca debitele medii lunare cu probabilitate de 90% să corespundă unor durate de utilizare a debitelor instalate în centrale de cel puțin 3—3,5 h/zi în lunile iunie-iulie, cu consum minim de energie de vîrf, și de cel puțin 6,4—7,0 h/zi în lunile decembrie-ianuarie, cu consum lunar maxim de putere și energie de vîrf.

3.1.2.7. *Navigația pe rîurile interioare ale țării.* Aceasta constituie, în condițiile actuale, o folosință secundară. Avînd în vedere regimul neregulat al debitelor, în condițiile din țara noastră navigația în curent liber nu constituie o soluție economică, cu excepția Dunării, din cauza lucrărilor de regularizare a debitelor, sau a lucrărilor de canalizare, prin stăvilare și ecluze, pe care le-ar implica. În general, navigația este luată în considerare ca o folosință secundară care ar putea beneficia de lucrările realizate pentru alte folosințe (fie bărări ale albiei, fie canale magistrale), fără însă a conduce la promovarea de lucrări de gospodărire a apelor.

3.1.2.8. *Amenajările pentru agrement.* Acestea cuprind apele care în mod natural sau amenajat sînt folosite pentru sporturi nautice, stranduri etc. În general, aceste amenajări se amplasează în zonele preorășenești ale marilor aglomerații urbane sau în zonele de interes turistic. Necesitățile de apă ale acestor folosințe au un caracter sezonier și sînt condiționate de modul de amenajare și de amplasare al acestora. Principala condiție impusă de aceste amenajări este cea de asigurare a unui debit de primenire.

3.2. BILANȚUL APELOR

3.2.1. **Bazele calculelor de bilanț.** Bilanțul constituie faza primară a calculelor de gospodărire a apelor în cadrul căruia se compară, în diferite secțiuni de calcul, debitele disponibile cu debitele necesare.

În calculele de gospodărire a apelor pentru folosințe se suprapune regimul cerințelor de apă dintr-un stadiu de amenajare dat peste regimul hidrologic înregistrat în trecut, determinîndu-se modificările necesare ale acestui regim, pentru a face față cerințelor. Acest procedeu implică ipoteza că atît fenomenele hidrologice cît și, în anumite cazuri, cerințele de apă ale folosințelor fiind guvernate de legi statistice, este posibilă tragerea unor concluzii statistic valabile și asupra elementelor de gospodărire a apelor din viitor. Rezultatele astfel obținute nu vor prezenta deci o certitudine ci doar o probabilitate de a fi corecte pentru etapele viitoare. În orice caz, procedeul nu implică ipoteza că, în viitor, s-ar repeta identic șirul debitelor din trecut.

Comparația dintre cerințele de apă și debitele naturale poate fi efectuată luînd în considerare pentru debitele naturale:

— un șir de debite înregistrate sau determinate prin corelații hidrologice pe o perioadă de mai mulți ani; metodologiile care iau în considerare asemenea șiruri se numesc *metodologii de calcul al gospodăririi apelor pe șir de ani*;

— un șir de debite înregistrate sau determinate prin relații de generalizare hidrologică pentru unul sau mai mulți ani caracteristici; metodologiile care iau în considerare asemenea șiruri se numesc *metodologii de calcul al gospodăririi apelor pe ani caracteristici*;

— un șir de debite generate statistic, care respectă anumite condiții probabilistice ale șirului, stabilite prin studii hidrologice; metodologiile care iau în considerare ase-

menea șiruri se numesc *metodologii de calcul al gospodăririi apelor prin modelare statistică (metode Monte Carlo).*

În prezent sînt uzuale în țară metodele de calcul pe șir de ani, dar se prevede și folosirea celorlalte metode mai avantajoase în anumite situații [12].

Calculele de gospodărire a apelor pentru folosințe se efectuează pe diferite intervale de timp (zile, decade, luni etc.). În general se utilizează calculele efectuate pe șiruri de debite medii lunare; pentru obținerea unei precizii mai mari se detaliază uneori calculele pentru anumite perioade determinate prin calcule cu debite medii zilnice. Lungimea șirului de ani de calcul în cazul utilizării metodelor pe șir de ani trebuie să fie cît mai mare; se consideră că metoda poate da rezultate suficient de exacte în cazul utilizării unor șiruri de ordinul a 20—30 ani, cu condiția verificării importanței perioadei.

Calculele de bilanț și de gospodărire a apelor pentru folosințe se pot efectua după două metode diferite:

— metoda bilanțurilor cumulative, în care se analizează în fiecare secțiune interinfluența dintre ansamblul amenajărilor și prelevărilor din amonte și cerințele de apă ale folosințelor din secțiunea analizată;

— metoda modificării succesive a hidrografelor, în care se analizează modul în care debitele naturale se modifică de la o secțiune la alta în urma exploatării lucrărilor de gospodărire a apelor și a prelevărilor de debite din amonte.

Prima metodă este utilizată de obicei în situațiile în care schema de amenajare nu cuprinde lucrări de gospodărire a apelor care să redreseze debitele regularizate pentru un grup de folosințe din amonte. Cea de a doua metodă este utilizată în special în situațiile în care anumite amenajări din partea amonte a bazinului se exploatează independent de situația din partea aval a bazinului. În cazul studiului unor scheme de complexitate mare se utilizează și combinații ale celor două metode.

Prin studiile de gospodărire a apelor pentru folosințe rezultă de obicei, următoarele tipuri de probleme:

— dimensionarea lucrărilor de gospodărire a apelor pentru satisfacerea cerințelor de apă corespunzătoare unui nivel de dezvoltare dat al folosințelor;

— determinarea gradului de dezvoltare a folosințelor, posibil în condițiile existenței unor lucrări de gospodărire a apelor de proporții date (sau, ca un caz particular, în regim natural de curgere);

— determinarea modului de exploatare a unor lucrări de gospodărire a apelor de proporții date, pentru satisfacerea cerințelor de apă ale folosințelor, la un nivel de dezvoltare dat al acestora.

După cum rezultă din definiția bilanțului, elementele de bază cu care se operează sînt *debitele disponibile și debitele necesare.*

Debitele disponibile reprezintă debitele care pot fi luate în considerare pentru satisfacerea cerințelor de apă ale folosințelor. Aceste debite se determină în mod diferit, de la caz la caz, după metoda adoptată:

— în metoda bilanțurilor cumulative, debitele disponibile pe ansamblul bazinului din amonte se consideră egale cu debitele afluente în regim natural în secțiunea de calcul, la care se adaugă sau se scad debitele suplimentare derivate din sau în alte bazine, în amonte de această secțiune;

— în metoda modificării succesive a hidrografelor, debitele disponibile în secțiune se consideră egale cu debitele afluente în regim amenajat, ținînd seama de modificările debitelor naturale, pe de o parte în urma exploatării lucrărilor de gospodărire a apelor din amonte, iar pe de alta în urma consumurilor de debite de către folosințe.

În determinarea debitelor afluente în secțiunea de calcul trebuie ținut seama de faptul că debitele măsurate la posturile hidrometrice sînt afectate de efectul lucrărilor

de gospodărire a apelor şi de cel al prelevărilor de debite din amonte. În consecinţă, indiferent de metoda adoptată, debitele măsurate la posturile hidrometrice, trebuie corectate pentru readucerea lor la regimul natural.

Debitele necesare în secţiune reprezintă totalitatea cerinţelor de apă ale folosinţelor corespunzătoare unui anumit regim de exploatare:

— debitele minime normale pentru studiul funcţionării în regim asigurat;

— debitele sporite pentru studiul funcţionării în regim liber;

— debitele de restricţii pentru studiul perioadelor de restricţie.

În cele ce urmează se admite că, în situaţiile în care nu există precizări contrare, indicaţiile se referă la bilanţul calculat cu debitele minime normale. Debitele necesare se determină diferit, în funcţie de metoda adoptată:

— în metoda bilanţurilor cumulative debitele necesare într-o secţiune includ următoarele mărimi: debitele consumate pentru folosinţele ale căror puncte de prelevare şi restituţie sînt situate amonte de secţiunea de calcul, debitele prelevate pentru folosinţele care au numai punctele de prelevare situate în amonte de secţiunea de calcul sau chiar în secţiune, debitele de curgere salubră şi debitele de servitute;

— în metoda modificării succesive a hidrografelor se includ în debitele necesare aceleaşi mărimi cu deosebirea că se iau în considerare numai folosinţele situate între secţiunea considerată şi secţiunile de calcul amplasate imediat în amonte; în plus, se introduc cu semn schimbat restituţiile de debite ale folosinţelor care au prelevat debite în alte secţiuni însă le restituie în zona aferentă secţiunii considerate.

3.2.2. **Alegerea secţiunilor de calcul al bilanţului.** Pentru efectuarea calculelor de bilanţ şi de gospodărire a apelor este necesară stabilirea unor secţiuni în care să se compare debitele disponibile cu cele necesare. Alegerea secţiunilor de calcul este determinată de amplasarea prelevărilor şi restituţiilor de apă, precum şi a lucrărilor de gospodărire a apelor, în raport cu reţeaua hidrografică.

Exceptînd zonele de formare a rîurilor şi anumite zone locale de alimentare masivă a resurselor de apă de suprafaţă din izvoare sau din straturile subterane, debitele cursurilor de apă variază în mod discontinuu, prezentînd salturi în punctele în care primesc afluenţi mai importanţi. Între aceste puncte, variaţia debitelor este în general neînsemnată. Astfel, cursurile de apă pot fi împărţite în cîteva sectoare în lungul cărora valoarea debitului afluent poate fi admisă practic constantă. Cu privire la localizarea secţiunii de calcul pe sectorul respectiv, trebuie efectuată o analiză de detaliu a modului de prelevare şi de restituţie a debitelor de către folosinţele de pe sector [11], [13].

Dispunîndu-se în fiecare secţiune de şirul debitelor disponibile Q_d şi de cel al debitelor necesare Q_n se poate determina şirul de excedente şi de deficite în secţiunea respectivă D, prin relaţia:

$$D = Q_d - Q_n, \tag{V.1}$$

unde s-a făcut convenţia de semn că valorile D negative reprezintă deficite iar valorile pozitive reprezintă excedente.

Şirul de excedente şi de deficite dintr-o secţiune oarecare arată condiţiile care se impun exploatării lucrărilor de gospodărire a apelor din amonte, de către folosinţele din secţiunea respectivă. Astfel:

— excedentele reprezintă, în ultimă instanţă, debitele care pot fi reţinute în lacurile de acumulare din amonte sau care pot fi derivate în alte bazine, fără a crea prejudicii folosinţelor din secţiune;

— deficitele reprezintă, în ultimă instanţă, debitele care trebuie evacuate din lacurile de acumulare din amonte sau derivate din alte bazine pentru a permite acoperirea cerinţelor de apă ale folosinţelor.

Dacă în aval de o lucrare de gospodărire a apelor există mai multe secțiuni de calcul al bilanțului, în fiecare interval de calcul se determină cîte o condiție pentru fiecare secțiune, referitoare la debitele care pot fi reținute sau care trebuie suplimentate prin lucrarea de gospodărire a apelor, care va trebui astfel exploatată încît să satisfacă, în fiecare interval de calcul condiția extremă, cea mai dezavantajoasă, din ansamblul condițiilor impuse în diferitele secțiuni, constituind condiția determinantă. Se denumește *secțiune fictivă cumulativă* o secțiune de calcul ipotetică, care concentrează condițiile determinante în diferitele intervale care se impun unei anumite lucrări de gospodărire a apelor, de către ansamblul secțiunilor reale din aval [13].

În calculele de bilanț pot apărea situații în care, în amonte de anumite secțiuni de calcul al bilanțului nu se prevăd lucrări de gospodărire a apelor. În aceste secțiuni nu se poate pune problema acoperirii deficitelor prin suplimentarea debitelor naturale prin exploatarea unor lucrări în amonte ci, în momentul în care apar deficite, se renunță la prelevarea debitelor respective. În asemenea situații, în calculele pentru toate secțiunile din aval, trebuie ținut seama de faptul că anumite cerințe de apă ale folosințelor nu au putut fi acoperite și că, în consecință, consumurile respective nu mai afectează excedentele și deficitele din aval. Pentru a face diferențierea dintre cele două tipuri de secțiuni de calcul al bilanțului s-au adoptat următoarele denumiri:

— *secțiuni de bază*, secțiunile în amonte de care se iau în considerare lucrări de gospodărire a apelor;

— *secțiuni auxiliare*, secțiunile în amonte de care nu se iau în considerare posibilități de regularizare a debitelor.

3.2.3. **Excedentele și deficitele în secțiunile fictive cumulative.** În operația de concentrare a excedentelor și deficitelor din secțiunile reale de calcul al bilanțului determinate prin relația (V.1) în stabilirea excedentelor și deficitelor în secțiunile fictive cumulative intervin două etape și anume:

— corectarea excedentelor și deficitelor din secțiunile de bază, ținînd seama de rezultatele calculelor din secțiunile auxiliare;

— determinarea excedentelor și deficitelor din secțiunile fictive cumulative.

Pentru corectarea excedentelor și deficitelor se vor considera două secțiuni anume, o secțiune auxiliară și o secțiune de bază situată în aval de aceasta. În secțiunea auxiliară excedentele și deficitele s-au determinat prin relația:

$$D_a = Q_{d,a} - Q_{n,a}, \tag{V.2}$$

iar în secțiunea de bază prin relația similară:

$$D_b = Q_{d,b} - Q_{n,b}. \tag{V.3}$$

Dacă în secțiunea auxiliară nu apar deficite ($D_a \geqslant 0$) cerințele de apă din secțiune pot fi integral satisfăcute și nu este necesară o corectare a valorilor din secțiunea de bază. Dacă în secțiunea auxiliară apar deficite ($D_a < 0$), valorile din secțiunea de bază trebuie corectate, deoarece debitul $Q_{n,b}$ include cerințe ale folosințelor care nu pot fi satisfăcute în secțiunea auxiliară și ca atare trebuie micșorate. Dacă nu există date mai precise, se poate admite, într-o primă aproximație, că debitele prelevate, restituite și consumate se reduc în aceeași proporție.

Se numește *factor de neacoperire* raportul dintre debitul care nu poate fi prelevat într-o anumită secțiune și debitul necesar:

$$k_{n,a} = -\frac{D_a}{Q_{n,a}}. \tag{V.4}$$

Dacă pentru secțiunea auxiliară se aplică anumite reguli de introducere a restricțiilor este necesară efectuarea unei analize mai detaliate.

Debitul $Q_{n,a}$ poate fi explicitat în modul următor:

$$Q_{n,a} = Q'_{p,a} + Q''_{p,a} + Q_{c,a} + Q_{s,a}, \tag{V.5}$$

unde: $Q'_{p,a}$ reprezintă debitele care se prelevă în secțiunea auxiliară (din care se consumă $Q'_{c,a}$) iar restul se restituie în aval de secțiunea auxiliară, însă în amonte de secțiunea de bază;

$Q''_{p,a}$ — debitele care se prelevă în secțiunea auxiliară, restituția avînd loc aval de secțiunea de bază;

$Q_{c,a}$ — debitele consumate în amonte de secțiunea auxiliară;

$Q_{s,a}$ — debitele de curgere salubră și de servitute în secțiunea auxiliară.

Admițînd proporționalitatea reducerilor cu factorul de neacoperire, excedentele și deficitele din secțiunea de bază vor trebui modificate prin adunarea corecției:

$$\Delta Q_b = k_{n,a}\,(Q'_{c,a} + Q''_{p,a} + Q_{c,a}). \tag{V.6}$$

Corecția trebuie aplicată succesiv tuturor secțiunilor de bază situate aval de secțiunea auxiliară. Dacă există mai multe secțiuni auxiliare succesive, se încep corecțiile de la secțiunea auxiliară din amonte, corecțiile aplicîndu-se atît secțiunilor auxiliare, cît și secțiunilor de bază din aval. În continuare se analizează situația bilanțului corectat din secțiunile de bilanț din aval și dacă, în urma unei analize similare, apar necesare noi corecții, acestea se suprapun corecțiilor anterioare, procedeul repetîndu-se pînă la epuizarea tuturor secțiunilor auxiliare.

Etapa următoare constă în determinarea excedentelor și deficitelor din secțiunile fictive cumulative, plecînd de la valorile corectate din secțiunile reale. În acest scop se iau în considerare toate secțiunile de bază care se concentrează într-o secțiune fictivă cumulativă; pentru fiecare interval de calcul al bilanțului în parte se determină valoarea minimă a excedentelor și deficitelor din diferitele secțiuni, adică:

$$D_I = \min\,(D_1, \ldots, D_i, \ldots D_n), \tag{V.7}$$

în care D_I reprezintă excedentele și deficitele din secțiunea cumulativă fictivă, iar $D_1, \ldots, D_i, \ldots D_n$ excedentele sau deficitele din același interval în cele n secțiuni reale care se concentrează în secțiunea fictivă.

3.2.4. **Repartizarea pe ramuri a excedentelor și deficitelor din aval de confluențe.** Unei anumite acumulări nu i se poate impune într-un interval dat decît o singură condiție de exploatare. În cazul în care apar lucrări de gospodărire a apelor situate în paralel, se amplasează secțiuni cumulative în aval de confluențele mai multor ramuri; aceste secțiuni cuprind condițiile care se impun unui ansamblu de acumulări situate în paralel. Pentru efectuarea calculelor de gospodărire a apelor este necesar să se defalce aceste condiții pe acumulările situate în paralel, operație care nu se poate efectua decît prin aproximații succesive.

Fie situația în care există n acumulări situate în paralel, dintre care n-1 acumulări au volume date, iar ultima un volum care trebuie determinat. Se dă acestei acumulări un volum oarecare, după care se efectuează calculele determinîndu-se volumele acumulărilor necesare; dacă volumele rezultate coincid cu volumele inițial admise, ipoteză

este corectă; în caz contrar se alocă acumulării n un nou volum (indiferent de faptul că necoincidența a apărut pentru această acumulare sau pentru alta situată în paralel) și se reiau calculele pînă cînd se realizează coincidența.

Ipoteza de bază a modului de repartizare a deficiențelor și excedentelor pe ramuri este de a realiza (sau tinde spre realizarea) unei probabilități egale de acoperire a deficitelor proprii ale diferitelor ramuri și a unei probabilități egale de umplere a tuturor acumulărilor situate în paralel. Pentru aceasta se construiesc pentru fiecare acumulare liniile de funcționare în regim asigurat ale graficului dispecer (v. Cap. 3.3) pentru folosințele proprii și pentru umplerea acumulării.

Operația inițială este cea de stabilire a perioadei deficitare determinante din fiecare an, plecîndu-se de la următoarele șiruri:

— șirul excedentelor și deficitelor din secțiunea fictivă cumulativă situată aval de ramificație (șirul D_{av});

— șirul excedentelor și deficitelor cumulate ale secțiunilor fictive cumulative aferente direct fiecărei din acumulările în paralel (șirul D_{am}).

Valorile minime pentru fiecare interval din cele două șiruri formează un nou șir D_{min}.

Pentru fiecare an se vor cumula excedentele și deficitele, în sens invers curgerii vremii, începînd cu ultima lună deficitară a șirului D_{av} pînă în prima lună deficitară a șirului D_{av}. În lunile deficitare ale șirului D_{av} se vor introduce în calculul sumei deficitele acestui șir; în lunile excedentare ale șirului D_{av} se introduc în calculul sumei valorile șirului D_{min}. Analizîndu-se sumele astfel obținute, va exista o lună între prima și ultima lună deficitară a șirului D_{av} pentru care suma are valoarea algebrică minimă; se va considera această lună ca reprezentînd începutul perioadei deficitare determinate. În situațiile în care în șirul D_{av} apare o singură succesiune de deficite în cursul unui an, perioada deficitară determinată începe cu prima lună deficitară.

O dată stabilită perioada determinantă, se trece la analiza, pe fiecare ramură în parte, a posibilităților de umplere și de golire a acumulării, de pe ramura respectivă. Fie o ramură oarecare J pe care există o acumulare cu un volum utilizabil $V_{J,max}$ și pe care se dispune de șirul de excedente și deficite din secțiunea cumulativă fictivă D_f. Pentru această ramură este posibilă determinarea volumelor care trebuie să fie acumulate în lac astfel încît la începutul perioadei deficitare determinante, lacul de acumulare să fie plin (în limitele permise de deficitele de pe ramura proprie) și astfel încît să fie posibilă și satisfacerea cerințelor de apă de pe ramura proprie. Pentru aceasta se va considera că la începutul perioadei deficitare determinante volumul în lac este $V_{J,max}$ și se vor scădea, în sens invers curgerii vremii, excedentele și deficitele șirului D_j, limitîndu-se în fiecare lună în parte valoarea volumelor cumulate:

$$0 \leqslant V_J \leqslant V_{J,max}. \tag{V.8}$$

Valorile volumelor cumulate astfel limitate se calculează pînă în prima lună a perioadei deficitare determinante a anului anterior, cînd se continuă calculele începînd din nou de la valoarea $V_{J,max}$. Dispunîndu-se în cele din urmă de un șir de valori V_J se poate construi, prin clasarea valorilor V_J pentru fiecare lună în parte, cîte o curbă de probabilitate a volumelor care ar trebui acumulate pentru ca umplerea acumulării pînă la începutul perioadei deficitare determinante și acoperirea cerințelor de apă ale folosințelor să mai fie posibile. Asemenea curbe se construiesc pentru fiecare lună a anului și pentru fiecare ramură cuprinzînd o acumulare în paralel.

După aceste operații preliminare se poate trece la repartiția excedentelor și deficitelor D_{av} pe diferitele ramuri. În acest scop se introduc în calcul pe de o parte șirurile D_{av} și D_{am}, iar pe de altă parte șirurile deficitelor și excedentelor în secțiunile fictive cumulative ale fiecărei ramuri: $D_1 \ldots D_J, \ldots, D_N$. Se vor nota $D'_1, \ldots, D'_J, \ldots, D'_N$

şirurile deficitelor şi excedentelor pe aceleaşi ramuri, corectate în urma condiţiilor impuse de secţiunea fictivă cumulativă din aval. Calculele se efectuează începînd din prima lună a şirului, admiţîndu-se că la începutul acestei luni toate lacurile de acumulare de pe diferitele ramuri sînt pline. După terminarea calculelor pe întreg şirul de ani şi dacă la sfîrşitul ultimului an lacurile nu sînt toate pline, calculele se reiau într-o a doua aproximaţie pînă în momentul în care valorile obţinute coincid cu cele din aproximaţia anterioară.

Pentru expunerea procedeului de calcul se va analiza o lună oarecare i la începutul căreia volumele în lacurile de acumulare de pe diferitele ramuri erau: $V_{I_{i-1}}$ ... ..., $V_{J_{i-1}}$, ..., $V_{N_{i-1}}$

Dacă:

$$Dav_i \geqslant Dam_i = \sum_{j=1}^{j=N} D_{J_i} , \tag{V.9}$$

excedentele şi deficitele de pe diferitele ramuri sînt hotărîtoare pentru umplerea sau golirea acumulărilor în luna respectivă şi deci:

$$D'_{I_i} = D_{I_i} ; \ldots ; D'_{J_i} = D_{J_i} ; \ldots ; D'_{N_i} = D_{N_i}. \tag{V.10}$$

Dacă condiţia (V.9) nu este respectată, pot apărea diferite situaţii:

— o parte din acumulări trebuie golite pentru acoperirea deficitelor din secţiunea cumulativă fictivă aval;

— trebuie renunţat la umplerea unei părţi din acumulări pentru a se evita apariţia unor deficite în secţiunea cumulativă fictivă aval;

— în limitele în care se acoperă deficitele din aval sau în care nu se provoacă apariţia unor asemenea deficite, se poate trece la golirea unor acumulări în scopul favorizării umplerii altora.

Pentru rezolvarea problemei se va analiza pentru fiecare acumulare în parte situaţia limită în care acumularea respectivă nu ar fi utilizată decît pentru acoperirea cerinţelor din secţiunea cumulativă fictivă proprie. În acest caz, volumele la care s-ar ajunge în acumulări la sfîrşitul lunii analizate ar fi:

$$V'_{I_i} = V_{J_{i-1}} + D_{J_i}. \tag{V.11}$$

Efectuîndu-se calculele pentru toate acumulările se vor putea stabili pe curbele de probabilitate stabilite pentru luna i, probabilităţile $p_I, \ldots, p_J, \ldots, p_N$ corespunzătoare volumelor $V'_{I_i}, \ldots, V'_{J_i}, \ldots, V'_{N_i}$ determinate prin relaţia (V.11). Nu toate acumulările vor putea fi exploatate în sistemul care rezultă din aplicarea relaţiei (V.11) fiind necesară, pe ansamblu, golirea unui volum suplimentar sau reducerea excedentelor reţinute cu valoarea:

$$\Delta_i = DaV_i - Dam_i. \tag{V.12}$$

Să admitem că, prin clasarea în ordine descrescătoare ale probabilităţilor s-a ajuns la ordonarea $I, \ldots, J, \ldots, N$ a acumulărilor. În acest caz se va renunţa întîi la umplerea acumulării I sau se va goli acumularea I astfel încît să se permită acoperirea diferenţei Δi. Prioritatea de atacare a acumulării I pentru satisfacerea condiţiilor impuse de sec-

țiunea aval este valabilă pînă la atingerea probabilității p_{II}. Fie V''_{I_i} volumul care pe curba de probabilitate a secțiunii fictive cumulative I corespunde acestei probabilități. Astfel, volumul din acumularea I care poate fi utilizat pentru acoperirea diferenței Δi este:

$$\Delta V'_{I_i} = V''_{I_i} - V'_{I_i}. \tag{V.13}$$

Dacă:

$$\Delta V'_{I_i} \geqslant \Delta_i, \tag{V.14}$$

rezultă că acumularea I este singura care trebuie utilizată pentru acoperirea diferenței Δi și, în consecință:

$$D'_{I_i} = D_{I_i} + \Delta i\,;\; D'_{II_i} = D_{II_i}\,;\ldots;\; D'_{J_i} = D_{J_i}\,;\ldots;\; D'_{N_i} = D_{N_i}. \tag{V.15}$$

Cînd condiția (V.14) nu este satisfăcută, rezultă că trebuie atacată și acumularea următoare. Determinîndu-se volumele V'''_I și V'''_{II} în acumulările I și II care corespund probabilității p_{III}, volumele care pot fi utilizate din aceste acumulări pentru acoperirea diferenței Δi sînt:

$$\Delta V''_{I_i} = V'''_{I_i} - V'_{I_i};\; \Delta V''_{II_i} = V'''_{II_i} - V'_{II_i}. \tag{V.16}$$

Dacă:

$$\Delta V''_{I_i} + \Delta V''_{II_i} \geqslant \Delta i, \tag{V.17}$$

rezultă că acumulările I și II pot fi utilizate numai ele pentru acoperirea diferenței Δ_i care se repartizează între aceste două acumulări astfel încît probabilitatea de umplere a volumelor finale să fie egale; aceasta se realizează calculînd valorile:

$$\begin{gathered} V'_{I_i} = V_{I_i} + \Delta_{I_i};\; V'_{II_i} = V_{II_i} + \Delta_{II_i}; \\ V'_{III_i} = V_{III_i}\,;\ldots,\; V'_{J_i} = V_{J_i}\,;\ldots\; V'_{N_i} = V_{N_i}; \end{gathered} \tag{V.18}$$

diferențele ΔI_i și ΔII_i fiind astfel calculate încît pe de o parte probabilitățile p_I și p_{II} corespunzătoare volumelor V'_{I_i} și V'_{II_i} să fie egale, iar pe de altă parte:

$$\Delta I_i + \Delta II_i = \Delta i. \tag{V.19}$$

Dacă condiția (V.14) nu este îndeplinită, se continuă calculele în mod similar, introducîndu-se succesiv cîte o acumulare pentru acoperirea diferenței Δi. În final, în locul șirurilor de deficite și excedente $D_I,\ldots,D_J,\ldots,D_N$ se obțin noi șiruri corectate $D'_I,\ldots,D'_J,\ldots,D'_N$ prin adunarea, în fiecare lună, la primele șiruri, a diferențelor $\Delta I,\ldots,\Delta J,\ldots,\Delta N$. Se ajunge astfel la reducerea numărului de secțiuni fictive cumulative la un număr egal cu numărul acumulărilor și impunerii fiecărei acumulări cîte o singură condiție de exploatare în fiecare lună.

În situațiile în care se impun și condiții de restricție, diferențiate pe diferitele acumulări, modul de calcul se complică, în prezent nefiind încă pusă la punct o metodică

unitară pentru rezolvarea problemei; în aceste situații se recurge la analize de detaliu specifice fiecărei probleme în parte.

În aplicarea metodologiei la diferite probleme concrete, apar uneori simplificări ale calculelor care reduc volumul de lucru necesar.

3.3. GRAFICE DISPECER

În studiile de gospodărire a apelor pentru folosințe se pot lua în considerare două moduri de exploatare a acumulărilor: exploatare fără prognoză și exploatare cu prognoză.

În exploatarea fără prognoză se admite că, în momentul exploatării sistemului de gospodărire a apelor nu există nici un fel de indicații asupra situației hidrologice sau meteorologice din viitor, sistemul trebuind exploatat astfel încît să poată face față apariției celui mai dezavantajos regim al debitelor și al cerințelor, posibil cu o probabilitate dată. În exploatarea cu prognoză se admite că în momentul exploatării sistemului se cunosc, pe bază de prognoză hidrologică sau meteorologică, elemente asupra regimului viitor al debitelor naturale și al cerințelor astfel încît sistemul trebuie exploatat astfel încît să facă față unei situații dinainte cunoscute.

Adoptarea unuia sau altuia din sistemele de exploatare nu influențează numai modul de întocmire a planurilor de exploatare, ci însăși dimensionarea lucrărilor de gospodărire a apelor. În stadiul actual de dezvoltare a hidrologiei și meteorologiei, prognozele nu se pot da cu o precizie cantitativă suficientă, pe durate lungi (în cazul acumulărilor multianuale ar fi necesare prognoze pe durate de 6—12 luni); din acest motiv se utilizează în special sistemul de exploatare fără prognoză.

În această ipoteză, regulile de exploatare ale lucrărilor de gospodărire a apelor se determină pe baza unei prelucrări statistice a rezultatelor de bilanț pe șirul de ani luat în calcul; aceste reguli se concretizează în *graficele dispecer* care constituie reprezentări grafice ale modului de exploatare a lucrărilor de gospodărire a apelor [11] și [20]. Graficele dispecer care se elaborează în special pentru exploatarea acumulărilor permit determinarea modului de exploatare a unui sistem de gospodărire a apelor, funcție de momentul calendaristic și de volumul acumulat în acel moment. Ele se prezintă sub forma unor diagrame în care pe axa ordonatelor se așază volumele acumulate (variind între zero corespunzător lacului golit pînă la volumul de rezervă și V_{max} corespunzător lacului plin la cota de retenție normală), iar pe axa absciselor timpul pe durata unui an (fig. V. 2). Cîmpul graficului este separat în trei zone principale:

— *zona funcționării în regim liber* (zona *A*) în care este posibilă, fără prejudicierea modului de satisfacere a folosințelor, golirea din lacul de acumulare a unor debite mai mari decît cele necesare acoperirii deficitelor determinate de debitul Q_{min} sau reținerea în lacul de acumulare a unor debite mai mici decît excedentele acumulabile determinate de acest debit;

— *zona funcționării în regim obligat* (zona *B*) în care debitele golite din acumulare nu pot depăși cele necesare acoperirii deficitelor determinate de debitul Q_{min}, iar cele reținute în acumulare nu pot fi mai mici decît excedentele acumulabile determinate de acest debit;

— *zona funcționării în regim cu restricții* (zona *C*) în care cerințele de apă ale folosințelor nu mai pot fi integral satisfăcute și, în consecință, se golesc din acumulare debite mai mici decît cele necesare acoperirii deficitelor determinate de debitul Q_{min} sau se rețin în acumulare debite mai mari decît excedentele acumulabile determinate de acest

debit; dacă în schemă se cuprind mai multe grupe de folosințe, zona *C* poate fi împărțită în mai multe subzone, corespunzînd diferitelor grade de introducere a restricțiilor;

— *zona golirii forțate a acumulării* (zona *D*) în care pentru evitarea unor deversări ulterioare este necesară golirea unei părți din lacul de acumulare, în măsura în care prin suplimentarea debitelor evacuate din lac nu se depășesc, în secțiunile de captare ale

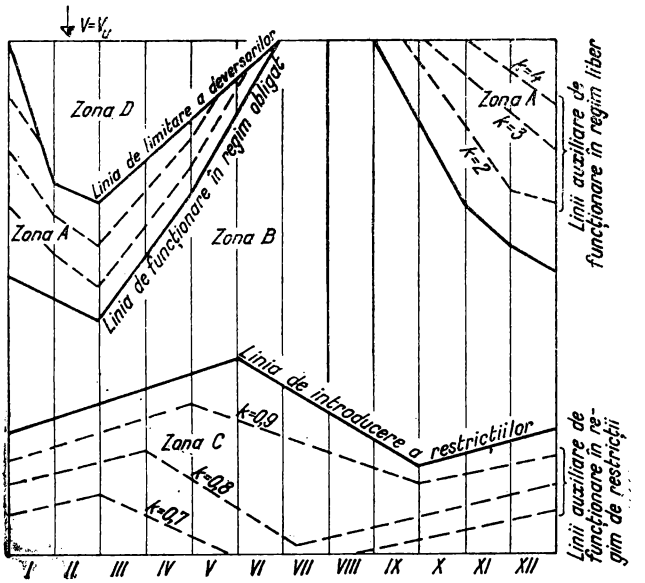


Fig. V. 2. Graficul dispecer pentru exploatarea unei acumulări.

folosințelor, debitele maxime utilizabile ale acestora; zona golirii forțate a acumulării poate fi utilizată și pentru gospodărirea apelor mari (v. Cap. 4).

Diferitele zone ale graficului dispecer sînt delimitate de liniile caracteristice principale ale graficului dispecer și anume:

— *linia de funcționare în regim obligat* delimitînd zona *A* de zona *B*;

— *linia de introducere a restricțiilor* (denumită și linia limită de funcționare fără restricții) care delimitează zona *B* de zona *C*;

— *linia de limitare a deversărilor* care delimitează zona *A* de zona *D*.

Dacă se prevăd mai multe grade de introducere a restricțiilor, pe graficul dispecer se reprezintă cîte o linie de introducere a restricțiilor pentru fiecare asemenea grad.

În zonele *B* și *D* condițiile de exploatare sînt univoc determinate. Astfel, în zona *B* debitele care trebuie golite sau reținute în acumulare sînt determinate de debitele Q_{min}. În zona *D* debitele care trebuie golite sau care trebuie reținute în acumulare sînt determinate de debitele maxime utilizabile de către folosințe. În zonele *A* și *C*, debitele care trebuie golite sau care pot fi reținute în acumulare sînt mai mari, respectiv mai mici

decît deficitele sau excedentele determinate cu debitul Q_{min}. Pentru a preciza valoarea lor se trasează în aceste zone linii auxiliare ale graficelor dispecer şi anume :

— *liniile auxiliare de funcţionare în regim liber* care precizează modul de exploatare al acumulării în zona A ; aceste linii arată că la un volum acumulat dat, debitele golite sau reţinute în lacul de acumulare sînt determinate de deficitele sau de excedentele calculate cu un debit legat de debitul minim normal Q_{min} prin relaţia :

$$Q = k\, Q_{min}\,; \tag{V.20}$$

aceste linii se trasează pentru diferite valori ale coeficientului k cuprinse între 1 şi k_{max} unde k_{max} corespunde debitului maxim utilizabil de către folosinţe ;

— *liniile auxiliare de funcţionare în regim cu restricţii* care precizează modul de exploatare a acumulării în zona C ; ca şi liniile auxiliare anterioare ele se trasează pentru diferite valori ale lui k, gama de variaţie a acestui parametru fiind între 1 şi k_{min}, unde k_{min} corespunde debitului minim necesar în regim de restricţii.

3.4. CALCULE DE GOSPODĂRIRE A APELOR

3.4.1. **Dimensionarea lucrărilor de gospodărire a apelor.** O primă categorie de probleme de gospodărire a apelor este cea a dimensionării unei lucrări de gospodărire a apelor pentru satisfacerea cerinţelor de apă ale folosinţelor la un nivel de dezvoltare dat. Pentru rezolvarea acestor probleme se consideră date de bază şirurile de excedente şi deficite în secţiunea fictivă aferentă acumulării. În aceste calcule se introduc numai cerinţele de apă ale folosinţelor principale.

Prima operaţie necesară este determinarea variaţiei extreme a volumelor în lac, reprezentînd şirul volumelor care sînt golite din lacul de acumulare la sfîrşitul fiecărei luni a perioadei de calcul în ipoteza extremă în care acumularea este astfel exploatată încît să satisfacă debitul minim normal al folosinţelor (sau în perioadele de restricţie debitul de restricţie) şi să fie umplut imediat ce excedentele permit o asemenea umplere. În acest scop se începe calculul din prima lună a perioadei de calcul admiţîndu-se iniţial că lacul de acumulare este plin. Dacă la sfîrşitul ultimei luni a perioadei de calcul nu se ajunge cu lacul plin, se reiau calculele într-o a doua aproximaţie, pornind de la valoarea finală a volumului în lac, pînă în momentul în care se ajunge la coincidenţa valorii cu cea din aproximaţia anterioară. Dacă în aproximaţia a doua nu se ajunge la o asemenea coincidenţă este necesară aplicarea unor analize speciale ; asemenea cazuri apar numai în situaţiile în care resursele de apă sînt solicitate aproape de limita lor maximă în regim amenajat. Lucrîndu-se cu volume golite din acumulare V_g şi nu cu volume reţinute (procedeu care trebuie adoptat deoarece volumul acumulării nu este cunoscut) rezultă că lacul plin corespunde valorii $V_g = 0$. Cunoscîndu-se volumul în lac la sfîrşitul lunii precedente $V_{g_{i-1}}$ şi deficitul sau excedentul din luna considerată D_i se poate determina volumul golit din lac la sfîrşitul lunii considerate i prin relaţia :

$$V_{g_i} = V_{g_{i-1}} - D_i\ , \tag{V.21}$$

cu limitarea :

$$V_{g_i} \geqslant 0. \tag{V.22}$$

Variaţia extremă a volumelor în lac va fi calculată întîi cu şirul de excedente şi deficite corespunzînd primei categorii de folosinţe. Valoarea maximă a volumului V_0

reprezintă volumul a cărui acumulare ar fi necesară pentru satisfacerea cerințelor de apă ale ansamblului folosințelor cu probabilitatea p_0 (corespunzătoare cazului în care din cei n ani ai șirului nu se elimină nici un an). În continuare se va considera că în perioada de calcul folosințele de categoria întîi trebuie satisfăcute numai în $n-1$ ani, în anul eliminat satisfăcîndu-se numai folosințele de categoria a doua.

Admițînd că anul care trebuie eliminat este anul j, se va calcula variația extremă a volumelor în lac pentru toți anii exceptînd anul j. Din această variație se va alege, pentru fiecare lună, valoarea maximă, determinîndu-se coordonatele liniei de introducere a restricțiilor; după aceasta se recalculează întreaga variație a volumelor în lac introducîndu-se în calcul:

— excedentele și deficitele pentru folosințele de categoria întîi dacă cu aceste valori nu se coboară la sfîrșitul lunii sub linia de introducere a restricțiilor;

— excedentele și deficitele pentru folosințele de categoria a doua dacă cu aceste valori se coboară la sfîrșitul lunii sub linia de introducere a restricțiilor (ceea ce nu se poate întîmpla decît în anul j);

— excedente și deficite intermediare care duc la sfîrșitul lunii la atingerea liniei de introducere a restricțiilor în situațiile în care cu primul rînd de valori s-ar coborî sub linia de introducere a restricțiilor, iar cu cel de-al doilea s-ar rămîne deasupra acestei linii (ceea ce, de asemenea, nu poate avea loc decît în anul j).

După terminarea calculelor se recalculează linia de introducere a restricțiilor și se verifică dacă coincide cu cea luată în considerare; în cazul unei modificări se reiau calculele cu noua linie de restricții, continuîndu-se calculele, prin aproximații succesive pînă în momentul în care liniile de restricție ale celei de a doua aproximații, coincid În cazul coincidenței, se ia în considerare volumul maxim pe care îl atinge variația extremă a volumelor în lac.

Anul j care trebuie eliminat nu poate fi cunoscut aprioric, nefiind obligatoriu ca acest an să fie cel în care a apărut volumul V_0. De aceea, calculele trebuie efectuate încercîndu-se succesiv eliminarea a cîte unui an din șir; una din eliminările făcute va duce la valoarea minimă a volumului maxim.

Fie j_1 anul astfel eliminat, V_1 volumul maxim al variației extreme a volumelor în ipoteza cea mai avantajoasă de eliminare a unui an și p_1 probabilitatea corespunzătoare eliminării unui an din șirul de n ani de calcul. Volumul V_1 reprezintă volumul a cărui acumulare este necesară pentru satisfacerea cerințelor de apă ale folosințelor de categoria a doua cu probabilitatea p_0 și simultan, a cerințelor de apă ale folosințelor de categoria întîi cu probabilitatea p_1.

Procedeul se continuă în mod similar eliminîndu-se succesiv cîte un an din șirul de ani de calcul. Pe baza volumelor determinate se poate trasa o diagramă $V_j = f(p_j)$ reprezentînd variația volumului acumulat necesar, funcție de probabilitatea de satisfacere a folosințelor de categoria întîi, în ipoteza în care folosințele de categoria a doua trebuie satisfăcute cu probabilitatea p_0. Dacă există numai două categorii de folosințe și dacă șirul de ani de bază este suficient de lung, această diagramă permite dimensionarea lacului de acumulare, funcție de probabilitatea stabilită pentru satisfacerea folosințelor de categoria a doua (fig. V.3). Dacă există trei categorii de folosințe, calculele se efectuează în mod similar introducîndu-se succesiv restricții și folosințelor de categoria a doua. Notîndu-se în acest caz p_j probabilitatea de a satisface folosințele de categoria a doua pentru j probabilitatea de satisfacere a folosințelor de categoria a treia p_0 și notîndu-se $p_{j,k}$ probabilitatea de a satisface folosințele de categoria întîia pentru probabilitățile de satisfacere a folosințelor din celelalte două categorii p_j respectiv p_0, se

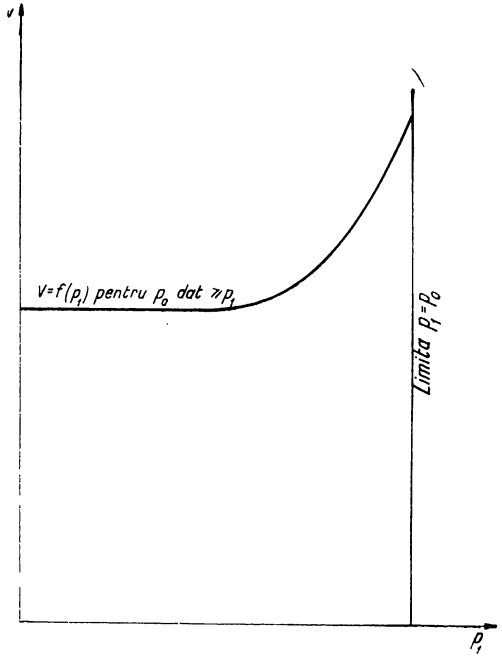


Fig. V.3. Diagrama de corelație dintre volumul de acumulat necesar și probabilitatea de satisfacere a unei folosințe.

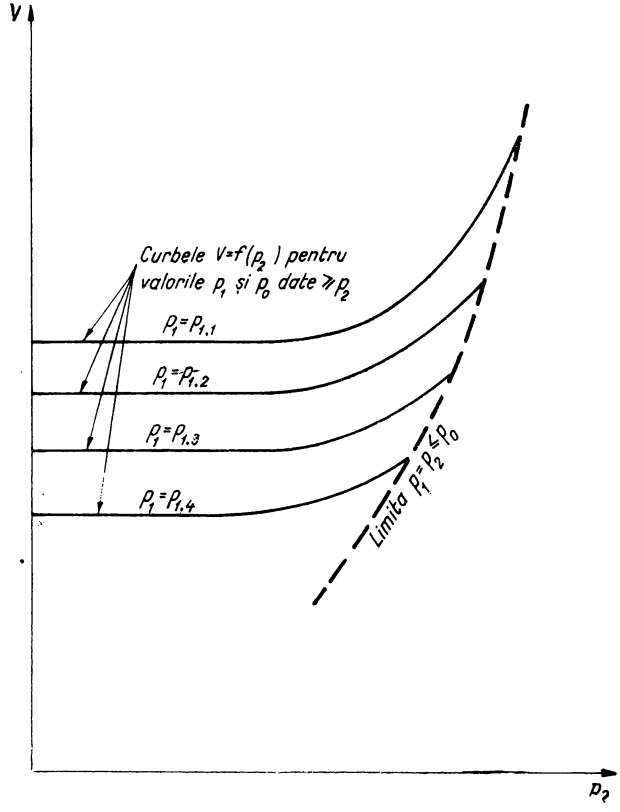


Fig. V.4. Diagrama de corelație dintre volumul de acumulat necesar și probabilitățile de satisfacere a două grupuri de folosințe diferite.

poate trasa o familie de curbe $V_{j,k} = f(p_j, p_{j,k})$ pe baza căreia, cunoscîndu-se probabilitățile cu care trebuie satisfăcute diferitele categorii de folosințe, se poate determina volumul de acumulat necesar (fig. V.4).

Teoretic, procedeul s-ar putea continua și pentru cazul unui număr mai mare de categorii de folosințe; aplicarea în practică devine însă dificilă din cauza volumului mare de calcule care trebuie efectuate precum și din cauza reprezentării grafice complicate.

3.4.2. **Determinarea gradului de dezvoltare a folosințelor secundare.** O dată dimensionată o acumulare, se ridică problema determinării gradului de dezvoltare a folosințelor secundare, posibilă în limita volumului acumulat determinat. Pentru aceasta se recalculează șirurile de excedente și deficite pentru diferite categorii de folosințe, ținînd seama de condițiile impuse atît de folosințele principale cît și de cele secundare.

Plecînd de la aceste șiruri, se efectuează calculele după metodologia prezentată anterior pentru dimensionarea acumulărilor, determinîndu-se volumul de acumulat necesar pentru satisfacerea cerințelor folosințelor principale și secundare. Calculele se efectuează pentru diferite grade de dezvoltare ale folosințelor secundare. Se poate astfel determina o corelație dintre volumul de acumulat necesar și gradul de dezvoltare a folosințelor secundare, din care se poate determina gradul de dezvoltare corespunzător volumului de acumulare dat.

3.4.3. **Calculul variației reale a volumelor în lac și a hidrografelor modificate.** Variația reală a volumelor în lac reprezintă șirul valorilor volumelor acumulate în lacul de acumulare în ipoteza exploatării lui după graficul dispecer.

Hidrografele modificate reprezintă șirurile de debite (medii, zilnice, lunare etc.) în care s-a ținut seama de următoarele modificări:

— modificările datorite exploatării lacurilor de acumulare și derivațiilor;

— modificările datorite consumurilor de apă nerestituite.

Dispunîndu-se de variația reală a volumelor în lac, modificarea de hidrograf datorită exploatării într-o lună oarecare i a șirului este:

$$\Delta_i = (W_{i-1} - W_i)/\Delta t, \tag{V.23}$$

unde valorile pozitive corespund unei sporiri a debitelor naturale prin exploatarea acumulării, iar Δt este intervalul în care se efectuează calculele. Modificările de hidrograf datorite derivațiilor sînt egale cu debitele suplimentate în bazin prin derivații luate cu semn pozitiv sau cu debitele derivate în alte bazine luate cu semn negativ.

Modificările de hidrograf datorite consumurilor nerestituite reprezintă suma tuturor debitelor restituite din amonte minus suma tuturor debitelor prelevate din amonte; în majoritatea cazurilor această sumă este negativă.

Hidrograful modificat într-o secțiune se determină prin adunarea la debitele naturale a tuturor modificărilor de hidrograf indicate anterior.

3.5. EFECTUL REALIZAT ASUPRA GOSPODĂRIRII APELOR PENTRU FOLOSINȚE DE CĂTRE AMENAJĂRILE DE GOSPODĂRIRE A APELOR MARI

În general, acumulările realizate pentru gospodărirea apelor mari sînt astfel concepute încît să rețină undele de viitură în momentul apariției lor și să evacueze volumele de apă acumulate de îndată ce condițiile din aval o permit, astfel încît să fie capabile de a reține o nouă viitură care ar putea succeda la interval de timp relativ scurt. Ast-

fel, evacuarea volumelor viiturilor acumulate nu are loc în perioadele de ape mici şi în consecinţă practic nu are nici un rol în privinţa acoperirii deficitelor.

În stadii foarte avansate de amenajare a bazinelor, cînd se ajunge la acumulări superanuale cu coeficienţi de acumulare însemnaţi (apropiaţi de 1 sau chiar mai mari) apar probabilităţi mari ca viiturile să poată fi reţinute în volumele utile ale acumulărilor; aceasta duce la posibilitatea reducerii tranşei din lacurile de acumulare destinate atenuării undelor de viitură (v. Cap. 4.7) fără însă a modifica faptul în sine că tranşa de combatere a inundaţiilor nu poate fi folosită pentru folosinţe.

Studiile mai detaliate de gospodărire a apelor mari pot însă scoate în evidenţă faptul că probabilitatea de apariţie a unor unde de viitură este diferită în diferite perioade ale anului. Astfel, pentru obţinerea unui anumit efect de combatere a inundaţiilor nu este necesar ca tranşa din volumul acumulărilor destinată atenuării undelor de viitură să fie constantă tot timpul anului. În asemenea condiţii apare posibilitatea ca volumul unui lac de acumulare să fie împărţit în trei tranşe dintre care una este destinată exclusiv gospodăririi apelor pentru folosinţe, alta exclusiv atenuării undelor de viitură, iar tranşa intermediară este folosită alternativ (după perioadă) pentru unul sau altul din scopuri. În momentul în care se ia în considerare o variaţie în cursul anului a raportului dintre volumul lacului rezervat atenuării undelor de viitură şi cel pentru folosinţe, mai poate fi avut în vedere şi faptul că pagubele produse de inundaţii nu sînt numai funcţie de suprafeţele inundate, ci, în special, pentru folosinţele agricole, şi de perioada în care se produc; astfel, inundarea unor terenuri agricole în perioada de vară poate duce la compromiterea recoltei, pe cînd inundarea lor în timpul iernii poate produce pagube neînsemnate dacă aceste terenuri nu sînt amenajate astfel încît să apară deteriorări în urma inundaţiilor (de exemplu în cazul terenurilor amenajate pentru irigaţii) şi dacă pe aceste terenuri nu s-au prevăzut culturi de toamnă care pot fi compromise în cazul apariţiei unui îngheţ după inundaţie.

În general, în condiţiile din ţara noastră, probabilitatea de apariţie a unor unde de viitură este mai pronunţată în perioadele de primăvară—vară decît în perioada de iarnă (cu excepţia rîurilor din vest). Astfel, dacă acumulările sînt folosite pentru alimentări cu apă sau hidroenergetică, folosinţe care duc la apariţia unor deficite în special în perioadele de iarnă, este posibil să se rezerve pentru combaterea inundaţiilor un volum mai mare în timpul verii, umplerea lacului avînd loc la începutul toamnei cînd probabilitatea de apariţie a undelor de viitură este redusă. Soluţia nu este însă aplicabilă în cazul acumulărilor utilizate pentru irigaţii care trebuie umplute la începutul verii, astfel încît tranşa de combatere a inundaţiilor nu poate fi mărită decît iarna cînd este ineficientă.

4. GOSPODĂRIREA APELOR MARI

4.1. GENERALITĂŢI

4.1.1. **Noţiuni de bază.** Gospodărirea apelor mari, una din principalele ramuri ale gospodăririi apelor curgătoare de suprafaţă are ca obiect ansamblul de lucrări şi de măsuri necesare combaterii efectelor dăunătoare ale undelor de viitură. Aceste efecte pot fi prevenite prin:

— atenuarea undelor de viitură în lacuri de acumulare sau în incinte de atenuare (denumite uneori şi poldere);

— devierea debitelor de viitură în alte cursuri de apă învecinate;
— îndiguirea terenurilor inundabile;
— măsuri de reducere a scurgerii pe versanți.

Aceste lucrări și măsuri nu se exclud reciproc, de multe ori fiind preferabile scheme de amenajare în care ele conlucrează.

De asemenea, în domeniul gospodăririi apelor mari se include și studiul efectelor asupra undelor de viitură ale lucrărilor realizate pentru alte scopuri (în special celé de gospodărire a apelor pentru folosințe) precum și determinarea modului de exploatare a acestor lucrări astfel încît, fără a se periclita asigurarea cerințelor de apă ale folosințelor, să se obțină efectele maxime posibile de combatere a inundațiilor.

În cadrul gospodăririi apelor mari se ridică două tipuri de probleme, principial diferite: probleme de gospodărire a apelor mari legate de combaterea efectelor dăunătoare ale undelor de viitură asupra folosințelor teritoriale și probleme de gospodărire a apelor mari legate de siguranța construcțiilor de gospodărire a apelor sau a altor construcții din albia rîurilor.

4.1.2. **Principii generale de gospodărire a apelor mari.** Spre deosebire de amenajările legate de satisfacerea necesarului de apă al folosințelor, care nu pot fi concepute fără instalații de reglare a debitelor efluente din acumulare, în cazul amenajărilor de gospodărire a apelor mari se poate face distincție între:

— amenajări controlate de gospodărire a apelor mari în care există un sistem de reglare a debitelor efluente din lacul de acumulare;

— amenajări parțial controlate de gospodărire a apelor mari în care există numai un sistem de reglare a debitelor efluente prin golurile de fund, care permite utilizarea parțială pentru atenuarea viiturilor și a volumului din lac situat sub creasta deversorului;

— amenajări necontrolate de gospodărire a apelor mari, în care nu există posibilitatea unei reglări a debitelor efluente din acumulare.

În cazul amenajărilor necontrolate există un singur regim de exploatare determinat în momentul proiectării lucrării și care se realizează automat prin funcționarea descărcătorilor acumulării. În cazul amenajărilor controlate pot fi luate în considerare mai multe tipuri de regim de exploatare, în funcție de condițiile impuse cu privire la efectul de combatere a inundațiilor și anume:

— regimul cu o singură treaptă de reglaj, în care se admite pentru debitele aval de acumulare o singură condiție, de a nu depăși o anumită valoare a debitelor maxime;

— regimul cu mai multe trepte de reglaj, în care se admit mai multe condiții pentru debitele atenuate aval de acumulare, fiecare dintre aceste condiții nedepășind o anumită valoare a debitelor maxime cînd anumite elemente (volum, debit etc.) ale viiturii din amonte sînt cuprinse între anumite limite.

Primul tip de regim duce la volumul minim al acumulărilor de atenuare însă atrage după sine atingerea mai frecventă a valorii debitului maxim atenuat. Cel de-al doilea regim duce la volume ale acumulărilor cu atît mai mari cu cît numărul de trepte de reglaj este mai mare, însă reduce frecvența diferitelor debite atenuate. Tipul de regim se alege pentru fiecare schemă de amenajare pe baza unor calcule tehnico-economice comparative.

După amplasarea acumulării în cadrul bazinului hidrografic analizat și după efectele inundațiilor în bazin, apar situații în care problemele de atenuare a viiturilor se analizează într-o singură secțiune de calcul, din aval de acumulare, sau pe un lanț de asemenea secțiuni (în acest caz adoptîndu-se, pentru fiecare situație în parte, condiția impusă de secțiunea cea mai dezavantajată). Numărul de secțiuni de calcul pentru gos-

podărirea apelor mari influențează tipul de gospodărire a apelor mari; astfel se pot distinge:

— gospodărirea apelor mari funcție numai de volumele acumulate și de hidrograful undei de viitură afluente care se aplică dacă sistemul trebuie să asigure numai condiția de combatere a inundațiilor în secțiunea barajului, pentru sectorul de rîu situat imediat în aval;

— gospodărirea apelor mari funcție atît de volumele acumulate și de hidrograful undei de viitură afluente cît și de debitele înregistrate în una sau în mai nulte secțiuni de control din aval care se aplică dacă sistemul trebuie să asigure efectul de combatere a inundațiilor pe mai multe tronsoane ale cursului de apă aval de baraj.

Numărul de condiții impuse regulilor de gospodărire a apelor mari influențează soluțiile constructive adoptate pentru evacuatorii de ape mari și este determinant pentru alcătuirea sistemului de exploatare.

4.2. PRINCIPII METODOLOGICE ALE CALCULELOR DE GOSPODĂRIRE A APELOR MARI PENTRU COMBATEREA EFECTELOR DĂUNĂTOARE ALE VIITURILOR

În calculele de gospodărire a apelor mari pot fi luate în considerare metode diverse [17] care, în general, pot fi grupate în:

— metode bazate pe hidrografe ale viiturilor caracteristice;

— metode bazate pe șiruri de viituri reale înregistrate;

— metode de generalizare a calculelor de gospodărire a apelor mari;

— metode de modelare statistică.

În metodele bazate pe hidrografe ale viiturilor caracteristice se pornește de la o undă de viitură tip, stabilită fie pe baza unei prelucrări de statistică hidrologică asupra debitelor maxime, fie pe baza unor relații de generalizare hidrologică, fie pe baza unor metode empirice sau semiempirice cum ar fi de exemplu cea a hidrografului unitar.

În metodele bazate pe șiruri de viituri reale se studiază modul de propagare a mai multor viituri reale înregistrate în bazinul hidrografic, determinîndu-se caracteristicile undelor de viitură în regim amenajat; aceste rezultate se supun apoi unei prelucrări statistice din care rezultă debitele maxime în regim amenajat cu diferite probabilități de apariție.

Metodele de generalizare a elementelor de gospodărire a apelor mari implică prelucrarea rezultatelor obținute prin aplicarea metodelor anterioare la un număr mare de situații; din această prelucrare se obțin apoi relații empirice sau hărți cu izolinii pe baza cărora se poate determina efectul de atenuare a unor lucrări de gospodărire a apelor în zone similare fără efectuarea altor calcule.

Metodele de modelare statistică constau în generarea sintetică a unor șiruri de unde de viitură, respectîndu-se anumite condiții probabilistice date, și în analiza modului de propagare a tuturor acestor unde de viitură prin sistemul analizat de gospodărire a apelor mari.

4.3. PROBABILITĂȚI DE CALCUL ÎN GOSPODĂRIREA APELOR MARI

Fenomenele de ape mari fiind supuse unor legi statistice, nu se pot principial realiza amenajări de gospodărire a acestor ape care să prezinte o siguranță absolută. De aceea efectul de combatere a inundațiilor trebuie realizat cu o anumită probabilitate [1]). Probabilitățile care trebuie luate în considerare pentru amenajările de combatere a inundațiilor în regim natural de curgere sînt normate în STAS 4068-62 (tabelul V.3);

Tabelul V.3

Probabilitățile normate pentru calculul lucrărilor de gospodărire a apelor mari

(Conform STAS 4068-62)

Clasa de importanță a construcției (conform STAS 4273-61)	p, %	
	în condiții normale de exploatare (de calcul)	în condiții speciale de exploatare (de verificare)
I	0,1 [1])	0,01
II	1 [1])	0,1
III	2	0,5
IV	5	1 [2])
V	10	3 [2])

[1]) Se admite adoptarea unor valori diferite în raport cu specificul construcțiilor și al elementelor componente, cu cerințele de exploatare etc.

[2]) Verificarea nu este obligatorie.

Observație:

Prescripțiile se referă numai la debitele maxime care se formează pe cursurile de apă în condiții naturale. De asemenea, ele servesc numai pentru determinarea valorii debitelor maxime teoretice care intervin la proiectarea construcțiilor și instalațiilor hidrotehnice și a traversărilor peste ape curgătoare. Probabilitățile de mai înainte nu sînt normate pentru amenajările de gospodărire a apelor mari care, prin însăși funcțiunea lor realizează o modificare a regimului față de cel natural. De asemenea, ele nu sînt aplicabile la amenajările de gospodărire a apelor pentru folosințe, pentru care de altfel STAS 4273-61 nu indică clase de importanță. Cu toate acestea, în mod uzual, probabilitățile de mai sus se extind și la amenajările de gospodărire a apelor. Această uzanță nu poate însă fi justificată de prevederile STAS 4068-62, fiind admisibile abateri de la aceste prevederi, fără ca asemenea abateri să necesite avize derogatorii;

[1]) În practică se utilizează și noțiunea hidrologică de asigurare a debitului maxim introdus în calcul, deși este vorba de probabilitatea de realizare a unui anumit efect de gospodărire a apelor.

uzual, aceste probabilități se aplică prin extindere și pentru regimul de curgere modificat prin lucrări de gospodărire a apelor, situație pentru care nu există încă norme.

Normele indică două valori diferite ale probabilității de calcul; valoarea de dimensionare și valoarea de verificare. Această diferențiere se face însă numai în ceea ce privește siguranța construcțiilor de gospodărire a apelor și nu se referă la efectul de combatere a inundațiilor.

Astfel, în ipoteza unei scheme de combatere a inundațiilor pe terenuri agricole prin atenuarea undelor de viitură, probabilitățile de dimensionare și verificare se iau în considerare pentru proiectarea barajului de atenuare. În ceea ce privește efectul de combatere a inundațiilor pe terenurile apărate, se indică numai probabilitatea de calcul, deoarece probabilitatea de verificare nu mai are sens în acest caz. În schemele de gospodărire a apelor mari care includ îndiguiri (combinate sau nu cu lucrări de atenuare a undelor de viitură), probabilitățile de calcul și de verificare se referă la siguranța digurilor însă nu și la efectul de combatere a inundațiilor în incinta îndiguită. De obicei faptul că digul rezistă la probabilitatea de verificare asigură terenurilor apărate aceeași probabilitate a efectului de combatere a inundațiilor; în cazul general, însă, este posibil să se asigure efectul de combatere a inundațiilor numai cu probabilitatea de calcul și la probabilități superioare să se utilizeze aceeași incintă ca incinta de atenuare (polder), cu condiția ca pînă la probabilitatea de verificare digul să nu fie deteriorat în urma unei asemenea exploatări.

4.4. PRINCIPII ALE GOSPODĂRIRII APELOR MARI PENTRU SIGURANȚA CONSTRUCȚIILOR

În gospodărirea apelor mari se ridică în mod special problema siguranței construcțiilor hidrotehnice incluse în schema de amenajare în scopuri multiple. Spre deosebire de celelalte ramuri ale gospodăririi apelor în care depășirea probabilităților de calcul afectează exclusiv folosințele, în gospodărirea apelor mari depășirea unei anumite probabilități afectează însăși siguranța construcției.

Calculele de gospodărire a apelor mari pentru combaterea efectelor dăunătoare ale viiturilor sînt necesare pentru studiul schemei de amenajare a unui bazin sau subbazin hidrografic. Calculele de gospodărire a apelor mari pentru siguranța construcțiilor sînt necesare pentru studiul schemei hidrotehnice a diferitelor lucrări cuprinse în schema de amenajare, în special la alcătuirea descărcătorilor.

După efectele pe care trecerea unei unde de viitură o are asupra construcției respective, descărcătorii de ape mari se pot clasifica în:

— *descărcători de funcționare curentă* care pot fi utilizați ori de cîte ori este nevoie, fără a se produce vreo avarie a barajului, descărcătorului sau construcțiilor de evacuare a apelor aval de baraj; adoptarea lor este indicată în cazurile în care evacuarea apelor mari prin construcția respectivă este frecventă;

— *descărcători cu funcționare limitată* care sînt utilizați relativ puțin frecvent; utilizarea lor va produce anumite avarii sau dezagremente, fie prin erodare, fie prin depunerea materialului erodat în anumite zone din aval, dar nu duce la distrugerea lucrării; la acest tip de descărcători se admite efectuarea ocazională de reparații, implicînd cheltuieli de întreținere relativ mari, însă economisindu-se investițiile inițiale;

— *descărcători de siguranță* care sînt incluși în schema hidrotehnică a construcției pentru a evita deteriorarea construcției propriu-zise în cazuri extreme; utilizarea lor

produce pagube însemnate fie descărcătorului propriu-zis fie în aval de acesta; uneori descărcătorii de siguranță sînt prevăzuți cu batardouri; în acest caz se produce întîi o ridicare a nivelului apelor în lac, recurgîndu-se la utilizarea descărcătorilor abia în cazuri foarte grave.

Includerea în schema hidrotehnică a unei acumulări a unuia sau altuia din aceste tipuri de descărcători, este determinată în primul rînd de eficiența economică comparativă a soluțiilor. Se pot da următoarele indicații generale:

— includerea în schema hidrotehnică a unor descărcători cu funcționare limitată sau de siguranță, combinată cu descărcători de funcționare curentă este, în general, mai indicată la rîurile ale căror curbe de probabilitate a debitelor maxime prezintă coeficienți mari de variație astfel încît diferența dintre debitele de verificare a siguranței construcției și cele evacuate în mod curent sînt mari și, în special, la barajele care nu pot fi amenajate ca baraje deversoare (de exemplu barajele din materiale locale);

— includerea în schemă a unor descărcători cu funcționare curentă, fără a se prevedea și alți descărcători suplimentari, este indicată în amenajările în care se prevede o tranșă importantă din volumul acumulat pentru atenuarea viiturilor.

4.5. REGIMURI DE FUNCȚIONARE ALE DESCĂRCĂTORILOR

În studiul modului de evacuare a debitelor mari din lacurile de acumulare se iau în considerare două tipuri diferite de funcționare ale descărcătorilor.

Regimul de funcționare normal corespunde unei funcționări conform prescripțiilor din proiect a tuturor elementelor de evacuare a apelor mari; acest regim de funcționare se ia în considerare pentru:

— determinarea efectului de combatere a inundațiilor aval de baraj;

— dimensionarea lucrărilor de gospodărire a apelor mari și a descărcătorilor.

Regimul de exploatare în condiții de avarie sau de manevră greșită corespunde unei funcționări accidentale a lucrărilor de descărcare, a căror capacitate de evacuare este micșorată față de cea din proiect. O asemenea funcționare ar putea să o reprezinte blocarea golirii de fund a unui baraj, blocarea unei stavile a unui descărcător sau a unui nod hidrotehnic de admisie a apei într-o incintă de atenuare. Acest regim trebuie să stea la baza verificării lucrărilor; totuși, în cazurile în care se consideră că asemenea defecțiuni pot prezenta o frecvență mare, regimul poate fi luat în considerare și pentru dimensionare.

4.6. GOSPODĂRIREA APELOR MARI FORMATE ÎN CONDIȚII EXTRAORDINARE

În afara undelor de viitură care au o anumită probabilitate de repetare, fiind formate în mod natural, mai pot apărea unde de viitură provocate în condiții accidentale. Ramura gospodăririi apelor mari care se ocupă de aceste unde de viitură se numește *gospodărirea apelor mari formate în condiții extraordinare*. Undele de viitură formate în condiții extraordinare nu se iau în considerare în dimensionarea sau verificarea amenajărilor de gospodărire a apelor; cu toate acestea, ținînd seama de proporțiile deosebite ale acestor unde, precum și de efectele lor, care au de obicei un caracter catastrofal, este necesar ca modul de formare și de propagare al acestor unde să facă obiectul unor analize speciale, în vederea luării unor măsuri corespunzătoare de precauție.

După geneza lor, undele formate în condiții extraordinare pot fi grupate în două categorii [16]:

— unde de viitură provocate de accidente ale unor construcții hidrotehnice; caz tip al acestei categorii îl constituie undele de viitură provocate de ruperea barajelor;

— unde de viitură provocate de accidente naturale; un caz caracteristic de unde de viitură din această categorie îl pot constitui undele provocate de alunecările de teren în lacurile de acumulare, care pot da naștere unor unde care depășesc cota coronamentului.

4.7. EFECTUL DE GOSPODĂRIRE A APELOR MARI OBȚINUT PRIN AMENAJĂRILE DE GOSPODĂRIRE A APELOR PENTRU FOLOSINȚE

În cazul în care se realizează o acumulare pentru folosințe, dacă regularizarea are cel puțin un caracter anual, apar perioade în care undele de viitură vor prinde lacul parțial golit; în acest caz, prin însăși funcțiunea de regularizare a debitelor pentru folosințe, se poate obține un efect de atenuare a undelor de viitură și de combatere a inundațiilor din aval (v. Subcap. 3.5).

Se atrage atenția asupra faptului că undele de viitură în acest caz sînt reținute pentru umplerea lacului și nu sînt evacuate imediat după trecerea viiturii; de aceea, sistemul este eficient numai pentru atenuarea unei părți din undele de viitură singulare și nu are efect asupra succesiunilor de unde de viitură, și nici în situațiile în care undele de viitură sînt precedate de perioade bogate în apă care permit umplerea lacului înainte de apariția viiturii. Marea majoritate a viiturilor cu probabilități reduse (sub 1%) se produc însă tocmai în asemenea condiții, astfel încît în general undele de viitură mari sînt afectate în măsură mai redusă decît viiturile frecvente (de probabilități mai mari) de existența unor lacuri de acumulare pentru folosințe. În schimb, lacurile de acumulare mari pentru folosințe pot duce la o atenuare sensibilă a viiturilor frecvente, modificînd curba de probabilitate a debitelor maxime în regim amenajat în zona viiturilor mici. Astfel, chiar dacă probabilitatea maximă de inundare a unei zone se modifică relativ puțin, lacurile de acumulare reduc frecvența de inundare a unei părți însemnate a terenurilor respective.

5. GOSPODĂRIREA DEBITELOR SOLIDE

5.1. GENERALITĂȚI

Gospodărirea debitelor solide constituie acea ramură a gospodăririi apelor care are ca obiect studiul ansamblului de măsuri și lucrări necesare prevenirii acțiunilor dăunătoare ale debitelor solide și satisfacerii folosințelor debitelor solide, precum și studiul interinfluenței dintre lucrurile realizate pentru gospodărirea cursurilor de apă și regimul debitelor solide. În această definiție noțiunea de regim al debitelor solide trebuie înțeleasă în sensul ei larg, cuprinzînd atît variația cantitativă a materialelor solide transportate de cursurile de apă cît și procesele morfologice ale albiei care, în mare măsură, sînt legate de capacitatea de erodare sau de transport solid a cursurilor de apă [18 și 19].

5.2. STUDIUL LUCRĂRILOR ŞI MĂSURILOR DE GOSPODĂRIRE A DEBITELOR SOLIDE

5.2.1. **Studiul folosinţelor debitelor solide.** În condiţiile naturale ale ţării noastre, singurele folosinţe ale debitului solid îl constituie balastierele din luncile rîurilor. O parte din balastiere afectează depunerile seculare de materiale solide din albii şi nu sînt legate de gospodărirea debitelor solide ; o altă parte însă se bazează pe reîmprospătarea resurselor existente prin aportul natural de debit solid şi, ca urmare, sînt strîns legate de regimul debitelor solide.

În gospodărirea debitelor solide nu se pune problema sporirii aportului de debit solid pentru folosinţe. Pe de altă parte însă trebuie să se ţină seama de efectele de reducere a debitelor solide pe care le atrag după sine amenajările antierozionale şi lucrările de gospodărire a resurselor de apă. Deoarece măsurile de reducere a debitelor solide au un efect favorabil pe ansamblu, nu pot fi luate în considerare soluţii de renunţare la realizarea lor pentru menţinerea unor balastiere ; neglijarea acestor amenajări poate însă duce la supradimensionări ale balastierelor care se bazează pe reîmprospătarea resurselor.

Coordonarea amenajărilor de folosire a debitelor solide cu restul amenajărilor din bazin apare din însăşi necesitatea de încadrare a balastierelor în schema de amenajare, în scopuri multiple. De exemplu, apare raţională amplasarea balastierelor în bieful amonte al captărilor cu bararea albiei sau în coada lacurilor de acumulare unde, datorită unor condiţii mai favorabile de depunere a aluviunilor, poate deveni posibilă o reîmprospătare mai rapidă a acestora decît în regim natural. De asemenea, prin coordonarea extragerii de balast cu un plan general de rectificare a albiei rîului se poate ajunge la soluţii mai avantajoase pe ansamblu decît cele de abordare separată a acestor amenajări.

5.2.2. **Studiul combaterii efectelor dăunătoare legate de debitele solide.** Debitele solide ale cursurilor de apă constituie cauza unor pagube atît în regim natural de curgere (sporirea inundabilităţii terenurilor învecinate în urma ridicării fundului albiei, necesitatea prevederii unor ample lucrări de decantare la captări etc.), cît şi în regim amenajat (colmatarea lacurilor de acumulare etc.). Acţiunile de combatere a acestor efecte dăunătoare se pot grupa în acţiuni de combatere a formării debitului şi în acţiuni de combatere a proceselor morfologice dăunătoare.

5.2.2.1. *Acţiunile de combatere a formării debitului solid.* Acestea atacă însăşi cauza primară a efectelor dăunătoare. În marea majoritate a cazurilor, scopul principal care duce la promovarea unor asemenea lucrări sau măsuri este cel de conservare a solului, modificarea modului de formare a debitelor solide fiind un efect secundar. Problemele de gospodărire a debitelor solide legate de amenajările antierozionale sînt :

— determinarea efectelor amenajărilor antierozionale asupra regimului debitelor solide, în vederea realizării corespunzătoare a altor amenajări de pe cursurile principale ;

— completarea măsurilor de conservare a solului prin lucrări sau amenajări de gospodărire a debitelor solide ;

— coordonarea lucrărilor sau măsurilor de conservare a solului cu amenajările de gospodărire a resurselor de apă.

În unele situaţii se realizează şi lucrări care au ca scop principal combaterea formării debitelor solide. Astfel, în unele zone se realizează corecţii de torenţi în scopul diminuării aportului de material solid pe cursul principal, stăvilirea eroziunii constituind un efect secundar al lor.

5.2.2.2. *Acţiunile de combatere a proceselor morfologice dăunătoare.* Pentru combaterea acestor procese se realizează o serie de lucrări de corecţie şi de regularizare a albiilor.

În cadrul gospodăririi debitelor solide se analizează în legătură cu aceste lucrări următoarele aspecte:

— studiul schemei generale de regularizare a albiilor unui bazin și al încadrării diferitelor lucrări cu caracter local în aceste scheme generale de regularizare;

— studiul modului de corelare a schemei de regularizare a albiilor cu schema generală de amenajare, ținînd seama de amplasamentele acumulărilor și de efectele acestora asupra regimului debitelor solide, de amenajările de combatere a inundațiilor (traseele digurilor și distanțele între diguri), de amenajările deservind folosințele de apă (regularizarea albiilor în dreptul captărilor etc.).

5.3. STUDIUL INTERINFLUENȚEI DINTRE REGIMUL DEBITELOR SOLIDE ȘI AMENAJĂRILE DE GOSPODĂRIRE A RESURSELOR DE APĂ

5.3.1. **Influența regimului debitelor solide asupra amenajărilor de gospodărire a resurselor de apă.** 5.3.1.1. *Influența aluviunilor asupra acumulărilor.* În urma reducerii de viteză și de turbulență a apei care se produce cînd un curs de apă ajunge la un lac de acumulare, are loc un proces de depunere a aluviunilor. Particulele mai mari în suspensie și cea mai mare parte a debitului solid tîrît se depun la coada lacului de acumulare, pe cînd particulele mai fine rămîn în suspensie mai mult timp și sînt depozitate în partea aval a lacului; particulele cele mai fine rămîn în suspensie un timp foarte îndelungat și o parte din ele sînt chiar evacuate din lacul de acumulare prin descărcători. În cazul unui aport important de debite solide în suspensie, apa care intră în lac are o densitate mai ridicată decît apa decantată din lacul de acumulare; în asemenea situații pot apărea curenți de densitate.

Deoarece debitul solid se depune în întreg lacul de acumulare, nu este corectă practica uzuală de a se rezerva tranșa de reținere a aluviunilor în volumul mort al lacului ci este necesară împărțirea ei în două părți și anume:

— o parte pentru depunerea debitului solid tîrît și a părții grosiere a debitului solid în suspensie, care este situată deasupra volumului mort;

— o parte pentru depunerea părții fine a debitului solid în suspensie care poate fi inclusă în volumul mort al lacului de acumulare.

Ținînd seama de variația în timp a volumului depunerilor rezultă că volumul util al lacurilor de acumulare nu este constant ci se micșorează pe măsura aluvionării lacului. Acest proces poate impune, într-o perioadă mai îndepărtată, realizarea unor noi acumulări pentru compensarea acestui efect: în asemenea situații durata de existență a lucrării nu este determinată de durata de viață a construcției ci de durata de exploatare a lacului.

5.3.1.2. *Influența aluviunilor asupra derivațiilor.* Lucrările de derivare preiau din cursurile de apă o parte din debitele lichide, și, implicit o parte din debitele solide. Măsurile care se iau în alcătuirea schemei hidrotehnice a nodului de captare sînt eficiente în special pentru evitarea intrării debitelor solide de fund în derivație, fără însă a împiedica sensibil pătrunderea debitului solid în suspensie.

Pentru evitarea colmatării derivației în urma depunerii aluviunilor se pot lua următoarele tipuri de măsuri:

— alcătuirea derivației astfel încît să se evite depunerile în lungul acesteia; această soluție este posibilă în special pentru derivațiile la care pantele nu sînt impuse prin cote obligate la capete;

— decantarea parțială a aluviunilor antrenate în priză ; dacă pe derivație nu există folosințe care să impună condiții speciale cu privire la debitele solide, decantările trebuie să reducă aluviunile antrenate în derivație numai pînă la limita capacității de transport solid a acesteia.

5.3.2. **Influența modificării regimului debitelor lichide prin lucrări de gospodărire a resurselor de apă asupra regimului debitelor solide.**

5.3.2.1. *Modificările de regim a debitelor lichide prin lucrările de gospodărire a apelor.* Acestea atrag după sine modificări corespunzătoare ale regimului debitelor solide în aval.

În multe situații, aportul de aluviuni al cursului principal al rîului este mai redus decît cel al afluenților. Debitele solide mai mari aduse de afluenții care au o capacitate mare de transport datorită pantei lor, în general mai accentuată decît a cursului principal, sînt transportate în aval de confluență prin capacitatea de transport a cursului principal. Cînd acest echilibru nu se realizează, se formează conuri de dejecție în zona de confluență, depuneri care sînt spălate de viiturile cursului principal. Prin realizarea unor lucrări de atenuare a viiturilor pe cursul principal, se intervine asupra stării de echilibru a debitelor solide, capacitatea de transport a cursului principal la debitele de viitură atenuate putînd fi insuficientă pentru transportarea aluviunilor aduse de afluenți. Ca urmare, în zonele de confluență, se vor crea depuneri care vor micșora panta afluenților și vor duce la o ridicare progresivă a fundului acestor afluenți.

5.3.2.2. *Modificarea regimului debitelor solide.* Aceasta are o influență și asupra stabilității albiilor în aval de lucrarea de gospodărire a apelor, în special asupra eroziunilor de mal. Relațiile indicate de obicei în literatură asupra stabilității albiilor și asupra debitului de formare a albiilor sînt valabile numai în cazul regimului natural al debitelor lichide. De aceea, studiul lucrărilor de gospodărire a apelor trebuie să fie combinat cu un studiu al consecințelor acestor lucrări asupra morfologiei albiilor din aval, în special în situațiile în care în aval de lacurile de acumulare se prevede realizarea unor lucrări de combatere a eroziunilor de mal sau de stabilizare a albiei minore, pentru a se evita realizarea unor lucrări supradimensionate sau chiar inutile.

5.3.3. **Influența modificării regimului debitelor solide prin lucrări de gospodărire a resurselor de apă asupra proceselor morfologice din aval.** Lacurile de acumulare realizează implicit și un efect de reținere a debitelor solide care antrenează după sine modificări morfologice în aval. Apele evacuate din acumulare fiind în general practic lipsite de aluviuni, energia disponibilă în acest fel a cursului de apă provoacă o erodare progresivă a fundului albiei (care nu trebuie confundată cu eroziunea locală în aval de disipatorii de energie).

Prin captarea unor debite importante pe cursurile de apă cu transport solid mare de fund, măsurile de evitare a intrării aluviunilor în priză modifică raportul dintre debitul lichid și debitul solid în aval de captare față de cel existent în regim natural. Un asemenea proces are loc în special la captările de tip tirolez pe rîurile de munte. Se poate ajunge astfel la situații în care, în aval de o captare, capacitatea de transport în regim modificat este insuficientă atrăgînd după sine o ridicare progresivă a fundului albiei.

5.4. MĂSURI ȘI LUCRĂRI DE GOSPODĂRIRE A DEBITELOR SOLIDE LEGATE DE AMENAJĂRILE DE GOSPODĂRIRE A RESURSELOR DE APĂ

5.4.1. **Măsuri de exploatare a lucrărilor de gospodărire a apelor.** Efectele defavorabile înregistrate în aval de lucrările de gospodărire a resurselor de apă pot fi compensate uneori printr-o exploatare corespunzătoare a acestor lucrări. Astfel, dacă în aval de

o acumulare se prevede o ridicare a fundului, aluviunile pot fi uneori îndepărtate printr-o golire forțată a lacului de acumulare, în perioadele în care, conform graficului dispecer, aceasta este realizabilă fără periclitarea siguranței de satisfacere a cerințelor de apă ale folosințelor. La amenajările de barare a albiilor este uneori posibilă evacuarea unei părți din aluviunile depuse în bieful amonte printr-o manevrare corespunzătoare a stavilelor, evitîndu-se cel puțin colmatarea frontului prizei. În lacurile în care se formează curenți de densitate, aluviunile în suspensie pot fi evacuate printr-o așezare corespunzătoare a golirilor. Deși aceste măsuri au o eficiență relativ limitată, prin aplicarea lor se poate elimina necesitatea de realizare a unor lucrări costisitoare de regularizare a albiilor sau se poate decala perioada în care ele devin necesare.

5.4.2. **Lucrări speciale de gospodărire a debitelor solide în regim amenajat.** Dacă în urma realizării unor lucrări de gospodărire a apelor se prevede apariția unor modificări morfologice de asemenea proporții încît să producă pagube anumitor folosințe, trebuie prevăzute simultan, ca investiții conexe, și lucrările de gospodărire a debitelor solide în regim amenajat, în aval. Astfel, în zonele în care se poate produce o ridicare progresivă a fundului albiei trebuie să se asigure capacitatea de transport solid printr-o rectificare corespunzătoare a cursului aval, în special prin tăieri de coturi, în vederea măririi pantei. Dacă se prevede ridicarea albiei unor afluenți în urma formării de conuri de dejecție în zonele de confluență, trebuie prevăzute amenajări de reducere a debitelor solide pe afluenți. În zonele în care este previzibilă o coborîre generală a nivelului albiei minore pot deveni necesare lucrări de stabilizare a albiei prin traverse și praguri, iar uneori chiar prin lucrări de consolidare a malurilor.

6. GOSPODĂRIREA CALITĂȚII APELOR DE SUPRAFAȚĂ

6.1. GENERALITĂȚI

Gospodărirea calității apelor constituie acea ramură a gospodăririi apelor, care are ca obiect studiul ansamblului de măsuri și lucrări necesare asigurării unei calități a apei, corespunzătoare atît cerințelor folosințelor care urmează să utilizeze această apă cît și condițiilor sanitare, precum și a celor necesare combaterii acțiunilor dăunătoare legate de calitatea necorespunzătoare a apelor și protecției calității apelor.

În studiile de gospodărire a calității apelor se iau în considerare, pentru fiecare situație în parte, acele caracteristici fizice, chimice și biologice în privința cărora există condiții impuse de folosințe sau condiții sanitare sau care pot avea efecte dăunătoare. În general, apar două categorii de factori care duc la o calitate necorespunzătoare a apelor față de cerințe: factori naturali și factori legați de activitatea omului. Fiecare asemenea categorie de factori ridică probleme deosebite și face obiectul unei părți distincte a gospodăririi calității apelor.

Problemele pe care le ridică gospodărirea calității apelor pot fi grupate în următoarele tipuri:

— probleme legate de împiedicarea accesului natural al substanțelor nocive în cursurile de apă sau de compensare a efectelor nocive datorite acestui acces;

— probleme legate de împiedicarea accesului substanțelor nocive prin deversarea de ape uzate în cursurile de apă sau de compensare a efectelor nocive datorite acestui acces;

— probleme legate de readucerea albiilor în stare corespunzătoare, în situațiile în care ele au fost degradate în urma accesului, în trecut, al unor substanțe dăunătoare.

În determinarea cerințelor de calitate pe care folosințele le impun cursurilor de apă, trebuie să se ia în considerare folosințele de perspectivă, determinate prin studiile de scheme de amenajare în scopuri multiple.

O problemă aparte a gospodăririi calității apelor o constituie studiul influenței lucrărilor de gospodărire a apelor realizate în alte scopuri și a prelevărilor de debite pentru folosințe asupra calității cursurilor de apă. În afară de aceste probleme, legate de apele curgătoare de suprafață, se ridică probleme de gospodărire a calității apelor și în privința apelor subterane și a apelor maritime.

Gospodărirea calității apelor nu este încă pe deplin dezvoltată ca ramură a gospodăririi apelor; din acest motiv, numeroase aspecte ale gospodăririi calității apelor nu au fost încă abordate și nu există încă o teorie generală a acestei ramuri a gospodăririi apelor (v. Secțiunea VI).

6.2. GOSPODĂRIREA CALITĂȚII APELOR LEGATE DE FACTORII NATURALI

În numeroase zone, apele naturale conțin substanțe care împiedică sau limitează utilizarea lor pentru diferite folosințe. În Republica Socialistă România problemele de acest fel sînt legate în special de traversarea zonelor saline și de concentrarea mare a anumitor săruri, în special cloruri, în apele diferitelor rîuri. Pentru îmbunătățirea calității naturale a apelor se studiază în principiu trei tipuri de scheme de amenajare.

6.2.1. **Scheme de îndepărtare a surselor de substanțe dăunătoare.** În situațiile în care afluxul de săruri (sau de alte substanțe nocive) provine dintr-un număr relativ redus de izvoare mari, cu ape puternic mineralizate, pătrunderea sărurilor în cursurile de apă poate fi evitată prin captarea acestor izvoare și derivarea lor în alți emisari, de obicei un rîu mai mare în care deversarea apelor respective să nu provoace dezagremente. Alteori concentrațiile de săruri se datoresc faptului că rîul principal curge, pe o anumită porțiune, pe masive de roce sărate, sarea pătrunzînd în rîu prin dizolvarea acestora. În asemenea situații este uneori posibilă devierea cursului, evitîndu-se contactul direct între apă și rocele sărate.

6.2.2. **Scheme de modificare în timp a repartiției debitelor.** La numeroase rîuri, concentrația în săruri este mai ridicată la debite mici decît la debite mari, deoarece regimul izvoarelor cu aport de ape sărate este mai constant decît cel al apelor de suprafață. În asemenea situații este posibilă reținerea în acumulări a debitelor unui număr redus de izvoare cu concentrație foarte mare de săruri, golindu-se acumulările în perioadele de viitură, cînd creșterea concentrației de săruri devine neglijabilă. Cînd o asemenea soluție nu este posibilă, se pot adopta lucrări de regularizare a debitelor cursului de apă principal, car ar avea ca efect mărirea debitelor minime ale cursului de apă și, în consecință, scăderea concentrațiilor maxime de săruri; asemenea soluții sînt posibile în special în situațiile în care asemenea acumulări sînt exploatate și pentru acoperirea necesarului de apă al folosințelor.

6.2.3. **Schema de asigurare a unor debite de diluție din bazine învecinate.** Dacă problemele de gospodărire a calității naturale a apelor nu pot fi rezolvate cu resursele

proprii ale bazinului, se pot adopta soluții de derivare a unor debite suplimentare de diluție din bazinele învecinate; asemenea scheme sînt în general justificate numai în situațiile în care derivațiile servesc și la acoperirea cerințelor de apă ale folosințelor.

6.3. GOSPODĂRIREA CALITĂȚII APELOR LEGATE DE ACTIVITATEA OMULUI

În afara funcțiunii lor de asigurare a cerințelor de apă, cursurile de apă mai îndeplinesc și funcțiunea de îndepărtare a unor reziduuri, rezultînd din diferite activități omenești. În studiul schemelor de gospodărire a calității apelor se analizează probleme legate de îndepărtare a acestor reziduuri, ținîndu-se seama de modificările de regim ale debitelor în urma lucrărilor de gospodărire a apelor și al prelevărilor, asigurîndu-se astfel o corelație cu schemele de gospodărire a debitelor pentru folosințe. De asemenea se ține seama de modificările care se produc în lungul rîului, după evacuarea anumitor substanțe, prin procesul de autoepurare.

În cadrul schemelor de gospodărire a calității apelor legate de evacuarea reziduurilor se studiază de obicei două tipuri de probleme:

— studiul corelării, pe un bazin hidrografic, al ansamblului evacuărilor de ape uzate în vederea determinării soluției optime pe ansamblu de epurare a diferitelor ape uzate;

— studiul corelării, pe un bazin hidrografic, al ansamblului evacuărilor de ape uzate cu lucrările de gospodărire a apelor pentru sporirea debitelor minime.

Soluțiile de tipul ai doilea sînt în general justificate numai dacă lucrările de gospodărire a apelor îndeplinesc simultan funcțiunea de satisfacere a cerințelor de apă ale unor folosințe; ele pot însă deveni singura soluție posibilă în situațiile în care pentru unele tipuri de ape industriale nu s-au găsit încă procedee pentru eliminarea anumitor substanțe nocive din apele reziduale.

Aspecte cu un specific deosebit sînt ridicate de studiile de gospodărire a calității apelor în condiții extraordinare, care analizează situațiile ce apar în momentul unor avarii ale stațiilor de epurare, cînd se evacuează accidental în cursurile de apă anumite debite neepurate. Asemenea studii trebuie întreprinse în special în cazurile în care este posibil ca, în momentul avariei, să se evacueze în emisar substanțe toxice.

6.4. GOSPODĂRIREA CALITĂȚII APELOR LEGATE DE READUCEREA ALBIILOR ÎN STAREA CORESPUNZĂTOARE

Murdărirea apelor pe timp mai îndelungat atrage după sine și o degradare a albiilor. În asemenea cazuri, chiar dacă se elimină cauzele murdăririi apelor, rămîne problema readucerii albiei degradate într-o stare corespunzătoare noii calități create. Procesul de refacere pe cale naturală a calității albiei este de lungă durată, putînd necesita mai multe decenii; de aceea este necesar să se ia măsuri pentru accelerarea acestui proces. Asemenea probleme se ridică în special în zonele în care albiile au fost degradate în urma evacuării unor reziduuri petroliere sau în urma depunerii în lungul rîului a unor straturi de cărbune provenite de la exploatări situate în amonte.

Rezolvarea problemelor de acest tip este deosebit de dificilă și de costisitoare. Soluțiile trebuie găsite de la caz la caz neexistînd încă o teorie generală a acestui aspect al gospodăririi calității apelor.

6.5. INFLUENȚA LUCRĂRILOR DE GOSPODĂRIRE A APELOR PENTRU FOLOSINȚE ASUPRA CALITĂȚII APELOR

Amenajările de gospodărire a apelor pentru folosințe trebuie analizate și din punctul de vedere al efectelor, asupra calității apelor din bazin.

Dintre efectele favorabile, ale amenajărilor de gospodărire a apelor, se menționează :

— crearea, în anumite situații, a posibilității exploatării lacurilor de acumulare astfel încît, fără supradimensionări să satisfacă și anumite cerințe ale gospodăririi calității apelor (de exemplu asigurarea unor debite de diluție) ;

— mărirea, în anumite scheme, a debitelor minime, creind un spor de debit de diluție ;

— scăderea temperaturii apei în aval, atrăgînd după sine o folosire mai avantajoasă a apei pentru răcire ;

Dintre efectele defavorabile ale amenajărilor de gospodărire a apelor se citează ;

— reducerea, în anumite situații, a debitelor minime de pe cursurile de apă de la valoarea minimă în regim natural la debitul de servitute micșorînd gradul de diluție realizabil pentru deversările de ape uzate ;

— concentrarea sărurilor în lacurile de acumulare în urma evaporației la suprafața lacului ;

— atenuarea proceselor de autoepurare în urma scăderii temperaturii ;

— reducerea gradului de oxigenare a apei în lacuri față de cel din situația naturală ;

— favorizarea, în anumite cazuri, a dezvoltării planctonului, ceea ce atrage după sine amenajări mai costisitoare de tratare a apei. În marea majoritate a cazurilor însă aceste dezavantaje nu sînt de natură să facă neconvenabilă recurgerea la lacuri de acumulare pentru gospodărirea apelor.

7. GOSPODĂRIREA APELOR SUBTERANE

7.1. GENERALITĂȚI

Gospodărirea apelor subterane constituie acea ramură a gospodăririi apelor care are ca obiect ansamblul de lucrări și măsuri necesare utilizării apelor subterane, combaterii acțiunilor lor dăunătoare și protecției calității lor. Tot în domeniul gospodăririi apelor subterane intră studiul influenței exercitate de amenajările apelor de suprafață asupra apelor subterane și al influenței inverse a amenajărilor apelor subterane asupra resurselor de apă de suprafață.

Gospodărirea apelor subterane nu s-a dezvoltat încă pînă la nivelul unei ramuri independente a gospodăririi apelor ; de aceea, în cele ce urmează se vor sublinia numai principalele probleme a căror soluționare se încadrează în domeniul gospodăririi apelor subterane.

7.2. GOSPODĂRIREA APELOR SUBTERANE PENTRU FOLOSINȚE

Din punctul de vedere al gospodăririi apelor, apele subterane pot fi divizate în două categorii :

— rezerve de apă subterană, care s-au format în anumite zone în cursul diferitelor ere geologice și care nu se reîmprospătează ;

— resurse de apă subterană care se reîmprospătează continuu.

În privința rezervelor nu se ridică probleme de gospodărire a apelor, utilizarea lor fiind determinată de durata în care ele se epuizează ținînd seama de ritmul de folosire luat în considerare. Astfel, obiectul gospodăririi apelor subterane pentru folosințe îl constituie exclusiv resursele de apă subterană.

Straturile acvifere nu constituie numai mediul prin care se scurg apele subterane, ci au și un rol de acumulare, volumul acumulat putînd fi gospodărit în mod asemănător gospodăririi acumulărilor de suprafață. Astfel, pentru resursele subterane se pot efectua o serie de calcule de bilanț, prelevîndu-se nu numai debitele afluente ci și o parte din acest volum acumulat în măsura în care există posibilitatea reîmprospătării lui ulterioare. În numeroase cazuri se trece chiar la îmbogățirea artificială a straturilor subterane prin infiltrarea unor debite prelevate din resursele de apă de suprafață. Asemenea soluții duc în general la o îmbunătățire a apei captate față de cea prelevată direct din rîuri, datorită filtrării apei prin straturile subterane. În studiul gospodăririi apelor în asemenea situații trebuie să se aibă în vedere următoarele :

— captarea întregului debit infiltrat nu este în general posibilă ; din acest motiv soluția impune prelevarea din sursele de suprafață a unor debite mai mari decît dacă debitele prelevate ar fi folosite direct ; solicitarea în mod dezavantajos a resurselor de apă de suprafață poate fi evitată utilizîndu-se capacitatea de acumulare a straturilor subterane, astfel încît să nu se preleve debite pentru infiltrații în perioadele deficitare ;

— utilizarea pentru infiltrații artificiale a unor debite de turbiditate mare poate atrage după sine o colmatare progresivă a straturilor prin care se produce infiltrația ; în asemenea situații trebuie luate simultan în considerare și măsuri de gospodărire a debitelor solide.

Un alt mod de gospodărire a apelor subterane constă în intervenirea asupra curenților subterani. Astfel, în patul aluvionar de sub cursurile de apă, în special în zona conurilor de dejecție, are loc adeseori o curgere subterană apreciabilă. Barareа stratului subteran în asemenea condiții poate permite extragerea unor debite sensibil mai mari decît cele captabile prin puțuri realizate în stratul subteran nebarat. În asemenea situații trebuie însă elaborată o schemă de amenajare a resurselor subterane, deoarece soluția produce o scădere a resurselor subterane în aval.

7.3. COMBATEREA EFECTELOR DĂUNĂTOARE ALE APELOR SUBTERANE

Efectele dăunătoare ale apelor subterane se datoresc excesului afluxului subteran, în anumite zone.

În majoritatea cazurilor, combaterea acestor efecte se realizează prin lucrări de desecare ; din punctul de vedere al gospodăririi apelor subterane ele au un caracter relativ localizat, deoarece nu au ca efect decît eliminarea surplusului de apă, pătrunsă în zona considerată. Schemele mai complexe de amenajare a apelor subterane se bazează pe studii asupra întregului curent de ape subterane și în prevenirea excesului de apă subterană prin oprirea afluxului ; asemenea soluții se realizează de pildă prin interceptarea apei de șiroire de pe versanți, care se infiltrează la limita albiei majore în cazul luncilor largi.

7.4. GOSPODĂRIREA CALITĂȚII APELOR SUBTERANE

Gospodărirea calității apelor subterane are ca scop evitarea deteriorării calității apelor subterane pe cale naturală sau artificială.

Deteriorarea naturală a calității apelor subterane are de obicei una din următoarele cauze :

— pătrunderea unor ape de calitate necorespunzătoare în straturile subterane; un exemplu îl constituie pătrunderea apei de mare în straturile subterane din vecinătatea litoralului, în cazul prelevării unor debite însemnate din subteran; soluțiile constau în închiderea zonelor de pătrundere a apei necorespunzătoare calitativ sau în forțarea unui aflux de apă calitativ mai bună;

— străbaterea unor straturi care conțin substanțe solubile, ducînd la deteriorarea calității; în asemenea situații se găsesc numai rareori soluții de izolare a straturilor respective.

În ceea ce privește prevenirea murdăririi artificiale a apelor subterane, aceasta intră în domeniul protecției calității apelor.

7.5. INFLUENȚA DINTRE AMENAJAREA APELOR DE SUPRAFAȚĂ ȘI APELE SUBTERANE

Straturile de apă subterană se alimentează din apele de suprafață fie prin infiltrație pe versanți, fie prin infiltrație din albiile rîurilor; de aceea, resursele de apă subterană sînt influențate de amenajările realizate la suprafața solului.

Astfel, în ceea ce privește măsurile de pe teritoriu, în zonele în care se realizează lucrări antierozionale sau de împădurire, care au ca efect reducerea șiroirii pe versanți, se constată în general o mărire a debitelor infiltrate în sol și deci o îmbogățire a resurselor subterane; în stadiul actual aceste efecte nu pot fi însă determinate cantitativ.

În zonele în care rîurile alimentează straturile subterane, modificările de regim a debitelor de suprafață modifică și regimul apelor subterane. Astfel, la captările subterane în această situație, reducerea debitelor minime pe rîu va provoca o reducere a debitelor ce se pot extrage; dacă debitele minime în regim amenajat se măresc față de cele în regim natural, se sporesc și debitele care se pot extrage din stratul subteran.

De aceea, în cazul amenajării resurselor de apă de suprafață trebuie să se țină seama de cerința de a se lăsa debite de servitute în dreptul acestor captări.

Schemele de gospodărire a apelor de suprafață pot influența în mod favorabil resursele de apă subterană în zonele acumulărilor unde, datorită ridicării nivelului apei, se asigură o alimentare mai bogată a straturilor subterane, în special în zona colinară și de șes unde terenurile sînt mai permeabile decît în zona de munte.

O problemă cu aspect deosebit se ridică în legătură cu zonele carstice; dacă se intervine cu lucrări în partea din care se alimentează aceste zone se poate modifica modul de alimentare cu apă a carsturilor și în consecință debitele izvoarelor care apar în alte puncte, uneori foarte îndepărtate.

Resursele de apă subterană pot fi influențate și de anumite amenajări de suprafață specifice diferitelor folosințe. Astfel, în urma introducerii irigațiilor se poate ajunge la o ridicare foarte însemnată a nivelului apelor freatice.

7.6. INFLUENȚA AMENAJĂRII APELOR SUBTERANE ASUPRA APELOR DE SUPRAFAȚĂ

În urma amenajării apelor subterane și, în special, în urma prelevării de debite din aceste straturi, se modifică echilibrul natural existent între apele subterane și cele de suprafață. Pe cursurile inferioare ale rîurilor, în zona de șes se întîmplă frecvent ca stratul subteran să alimenteze rîul; prelevarea unor debite din resursele subterane poate

provoca o coborîre a nivelului apelor freatice şi deci poate micşora aportul de debite din straturile subterane în rîu, iar în cazul unor prelevări foarte intense poate chiar duce la inversarea fenomenului, adică la alimentarea resurselor subterane din cursurile de apă de suprafaţă.

8. DOCUMENTAŢII DE GOSPODĂRIRE A APELOR

Documentaţiile de gospodărire a apelor pot fi împărţite în două grupuri principale :

— documentaţii legate de studiul schemelor de amenajare, în care se încadrează planurile de amenajare, studiile de gospodărire a apelor în diferite bazine hidrografice sau teritorii şi părţile de gospodărire a apelor din studiile de amplasament sau studiile tehnico-economice ale diferitelor lucrări de gospodărire a apelor, precum şi cele ale unor lucrări specifice folosinţelor dacă este necesară corelarea intereselor mai multor folosinţe în cadrul unei scheme de amenajare ;

— documentaţii legate de exploatarea unor lucrări de gospodărire a apelor în care se încadrează regulamentele de exploatare ale lucrărilor de gospodărire a apelor, planurile anuale de gospodărire a apelor şi diferite alte documentaţii de exploatare operativă a lucrărilor de gospodărire a apelor.

Planurile de amenajare reprezintă documentaţiile în care se analizează ansamblul problemelor de gospodărire a apelor care se ridică în diferite bazine hidrografice cu scopul de a indica perspectivele generale de dezvoltare ale lucrărilor de gospodărire a apelor şi ale folosinţelor, plecînd de la situaţia existentă la un anumit moment dat pînă la limita maximă de dezvoltare a bazinului, precizînd schemele generale de perspectivă şi integrale şi condiţiile pe care trebuie să le îndeplinească lucrările realizate în diferite etape anterioare, astfel încît să permită, sau chiar să favorizeze dezvoltarea în continuare a amenajărilor de gospodărire a apelor. De asemenea, planurile de amenajare dau indicaţii asupra lucrărilor de gospodărire a apelor sau de deservire a folosinţelor a căror atacare este mai indicată în etape mai apropiate. Astfel, planurile de amenajare constituie documentaţiile de bază pentru inventarierea şi selecţionarea amplasamentelor diferitelor lucrări de gospodărire a apelor, astfel încît să se poată lua din vreme măsurile necesare protecţiei acestor amplasamente ; de asemenea, planurile de amenajare constituie documentaţiile de bază privind orientarea planurilor de perspectivă ale studiilor de durată privind cadrul natural, astfel încît în momentul în care se va trece la proiectarea lucrărilor, să se dispună de elementele de bază necesare (date meteorologice, hidrologice, hidrogeologice etc.). Planurile de amenajare deci trebuie considerate numai documentaţii cadru şi nu documentaţii care să permită alegerea unor amplasamente de lucrări pentru care să se treacă direct la întocmirea unor documentaţii de investiţie, includerea unor lucrări în schemele de primă etapă ale planurilor de amenajare nereprezentînd în sine o justificare suficientă pentru selecţionarea acestor lucrări fără o analiză mai amănunţită. Deşi nu sînt direct instrumente de planificare, planurile de amenajare prezintă elementele de bază necesare stabilirii planurilor de perspectivă ale ramurii de gospodărire a apelor în cadrul planurilor generale de dezvoltare economică. De asemenea, planurile de amenajare furnizează elementele de bază necesare studiilor de sistematizare teritorială.

Prima ediţie a planurilor de amenajare a bazinelor hidrografice din Republica Socialistă România, în concepţia expusă a fost elaborată în perioada 1959 — 1962 ; aceste planuri de amenajare au fost sintetizate în Planul de amenajare a apelor din Republica

Socialistă România 1963. Este prevăzută actualizarea periodică a planurilor de amenajare, ținînd seama de noile elemente apărute cu privire la dezvoltarea consumatorilor, precum și de precizările aduse de studiile asupra cadrului natural. În prezent este în curs acțiunea de actualizare a planurilor de amenajare, prevăzute a se desfășura pînă în anul 1974 pentru a furniza elementele de bază necesare elaborării documentațiilor lucrărilor prevăzute a se realiza în cincinalul 1975—1980.

Studiile de gospodărire a apelor constituie documentații în care se analizează diferite aspecte ale gospodăririi apelor în cadrul unui bazin sau subbazin hidrografic, sau, eventual, chiar pe anumite zone delimitate pe alte criterii decît cele ale rețelei hidrografice (de exemplu pe criterii administrative). Aceste studii acoperă o gamă largă de necesități dezvoltînd anumite aspecte particulare, în funcție de specificul fiecărei situații concrete în parte. În general, studiile de gospodărire a apelor pot fi grupate în modul următor, fără ca această grupare să fie limitativă:

— studii privind perspectivele de dezvoltare ale anumitor folosințe în cadrul unui bazin hidrografic (de exemplu ale alimentărilor cu apă, amenajărilor hidroameliorative, hidroenergeticii etc);

— studii privind posibilitățile de satisfacere ale cerințelor de apă ale folosințelor sau ale altor cerințe privind gospodărirea apelor (de exemplu, combaterea inundațiilor, gospodărirea calității apelor etc.), într-un stadiu de amenajare dat și oportunitatea trecerii la elaborarea unor documentații de investiții pentru noi lucrări de gospodărire a apelor, în bazin;

— studii preliminare cu privire la schemele de amenajare de primă etapă în vederea unei preselecții a lucrărilor care urmează să fie detaliate, ca variante, în cadrul documentațiilor de investiție.

Părțile de gospodărire a apelor din cadrul studiilor de amplasament sau al studiilor tehnico-economice au ca scop definitivarea schemei de amenajare de primă etapă, selecționînd lucrarea a cărei atacare este necesară cu prioritate și stabilind modul de satisfacere a folosințelor pe care lucrarea selecționată o permite. În cadrul acestei definitivări este necesară analiza modului de încadrare a lucrării respective în schema de perspectivă a planului de amenajare, fără să se reia această schemă de amenajare în întregime însă indicîndu-se eventualele modificări ale schemei de perspectivă, care decurg din precizările cu privire la lucrarea de primă etapă. Tot în cadrul acestor documentații se analizează modul de exploatare al lucrărilor propuse, inclusiv amenajările necesare pentru asigurarea unei funcționări corespunzătoare a sistemului de gospodărire a apelor. De asemenea, se detaliază aspectele legate de economia gospodăririi apelor, în special cele legate de comparația economică a variantelor de schemă, de stabilirea principalilor indicatori tehnico-economici și de repartiția investițiilor și cheltuielilor pe folosințe și beneficiari. În sfîrșit, în cadrul acestor documentații, se analizează posibilitățile de subetapizare a realizării sau intrării în funcțiune a lucrărilor propuse, în prima etapă. În cadrul studiilor de amplasament sau al studiilor tehnico-economice ale lucrărilor deservind folosințele se analizează problemele de coordonare ale condițiilor impuse diferitelor folosințe în cadrul schemei de amenajare în scopuri multiple scoțîndu-se în evidență servituțile impuse reciproc de diferitele folosințe și eventualele necesități de cooperare.

Spre deosebire de cele analizate anterior, aceste documentații nu constituie lucrări independente ci părți ale unui ansamblu care cuprinde pe lîngă gospodărirea apelor și studiul de amplasament sau studiul tehnico-economic al lucrărilor de gospodărire a apelor sau al celor deservind folosințele.

Regulamentele de exploatare reprezintă documentații anexă ale proiectelor de execuție ale lucrărilor de gospodărire a apelor sau ale lucrărilor deservind direct folosințele. Aceste regulamente cuprind ansamblul condițiilor și regulilor de gospodărire a apelor care trebuie respectate în cursul exploatării lucrărilor respective, precizînd și sarcinile și responsabilitățile diferitelor organe de exploatare. În mod uzual aceste regulamente de exploatare nu se întocmesc independent ci se predau concomitent cu restul regulamentelor privind întreținerea diferitelor lucrări hidrotehnice.

Planurile anuale de gospodărire a apelor se întocmesc de către organele teritoriale de gospodărire a apelor sau de către organizațiile care exploatează diferite amenajări de gospodărire a apelor și au drept scop analiza modului în care se pot satisface cerințele diferitelor folosințe dintr-un bazin în stadiul de amenajare dat și a diferitelor măsuri concrete de gospodărire a apelor necesare pentru satisfacerea în condiții optime a acestor cerințe. Planurile anuale de gospodărire a apelor stabilesc momentele de introducere a regimului de alarmă sau restricții.

Documentațiile de exploatare operativă a lucrărilor de gospodărire a apelor se elaborează în cursul exploatării pentru lămurirea diferitelor probleme particulare care apar în cursul exploatării; de exemplu, condițiile de exploatare ale lucrărilor de gospodărire a apelor în momentul apariției unor viituri extraordinare, la perioadele de reparații capitale ale lucrărilor, în momentele apariției unor avarii etc. Tot în această categorie se încadrează, pentru sistemele de gospodărire a apelor exploatate pe bază de prognoză meteorologică sau hidrologică, planurile de exploatare pentru o perioadă de scurtă durată în urma prelucrării elementelor de prognoză.

BIBLIOGRAFIE

1. Kriţkii, S. N. şi Menkel, M. F. *Vodohozeaistvennîe rascetî.* Leningrad, Ghidrometeorologiceskoe Izdatelstvo, 1952.
2. Svanidze, G. I. *Osnovî rasceta regulirovaniia recinogo stoka metodom Monte-Karlo.* Tibilisi, Izdatelstvo Metniereba, 1964.
3. *Problemî ghidroenerghetiki i vodnogo hozeaistva.* Vîp. 2, Alma Ata, Izdatelstvo Nauka, 1964.
4. *Problemî ghidroenerghetiki i vodînogo hozeaistva.* Vîp. 1. Alma Ata, Izdatelstvo Akademii Nauk Kazahskoi S.S.R., 1963.
5. *Problemî ghidroenerghetiki i regulirovaniia recinogo stoka.* Vîp. II. Moskva, Izdatelstvo Akademii Nauk S.S.S.R., 1963.
6. *Integrated river basin development* — United Nations, Department of economic and social affairs. New-York, 1958.
7. Maas, ş.a. *Design of water resource systems* — Harvard University Press, Cambridge, Massachussets, 1962.
8. Guthrie Brown, J. *Hydroelectric engineering practice* — Blackie and Sons. London-Glasgow, 1958.
9. Mostkov. *Problemele proiectării hidroenergetice,* Bucureşti, Editura Tehnică, 1952.
10. Spiridon, D. *Circuitul apei în natură şi potenţialul hidroenergetic.* În: Energetica, Vol. 7, nr. 2, 1959, p. 76—83.
11. Hortopan, I., şi Filotti A. *Gospodărirea apelor,* Bucureşti, Editura didactică şi pedagogică, 1965.

12. Filotti, A. şi Dordea. A. *Consideraţii asupra principiilor de dimensionare şi de stabilire a regulilor de exploatare a lacurilor de acumulare.* În : Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia, Vol. 12, nr. 9, 1967, p. 449—456.
13. Dordea, A. şi Filotti, A. *Determinarea secţiunilor de calcul în gospodărirea apelor.* În : Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia, Vol. 12, nr. 8, 1967, p. 414—418.
14. Filotti, A. *Prinicipii în elaborarea schemelor de amenajare.* În : Meteorologia, Hidrologia, Gospodărirea apelor, Vol. 8, nr. 3, 1963, p. 111—114.
15. Dordea, A. şi Filotti, A. *Dimensionarea acumulărilor superanuale.* În : Hidrotehnica Gospodărirea apelor, Meteorologia, Vol. 12, nr. 1, 1967, p. 1—10.
16. Dordea, A. *Probleme privind apele mari formate în condiţii extraordinare.* În : Hidrotehnica, Gospodărirea apelor. Meteorologia, Vol. 12, nr. 2, 1967, p. 83—85.
17. Filotti, A. şi Dordea, A. *Consideraţii asupra principiilor de întocmire a schemelor de amenajare.* În : Hidrotehnica Gospodărirea apelor, Meteorologia, Vol. 12, nr. 5, 1967, p. 225—230.
18. Filotti, A. şi Dordea,.A. *Gospodărirea debitelor solide.* În : Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia, Vol. 12, nr. 10, 1967.
19. Filotti, A. şi Dordea, A. *Studiul interinfluenţei dintre gospodărirea debitelor solide şi gospodărirea resurselor de apă de suprafaţă.* În : Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia, Vol. 12, nr. 12, 1967.
20. Georgescu, I. şi Filotti, A. *Utilizarea graficelor dispecer în elaborarea planurilor de gospodărire a apelor.* În : Hidrotehnica, Gospodărirea apelor, Meteorologia, Vol. 10, nr. 3, 1965, p. 122—126.
21. Comitetul de Stat al Apelor. *Instrucţiuni* nr. 11, Date de bază în calculele de gospodărire a apelor. Bucureşti, 1962.

SECȚIUNEA VI

PROTECȚIA CALITĂȚII APELOR

Prof. dr. ing. **E. Blitz,** Ing. **V. Chiriac**
Ing. **N. Glimbovschi**

CUPRINS

1. *Generalități* (Prof. dr. ing. E. Blitz și ing. V. Chiriac) 443
   1.1. Surse de impurificare și de murdărire (Prof. dr. ing. E. Blitz) 443
   1.2. Consecințele alterării calității apelor (Ing. V. Chiriac) 444
   1.3. Necesitatea protecției calității apelor (Prof. dr. ing. E. Blitz) 445
2. *Protecția calității apelor de suprafață* (Prof. dr. ing. E. Blitz și Ing. N. Glimbovschi) 446
   2.1. Factorii principali în autoepurarea apelor de suprafață (Prof. dr. ing. E. Blitz) 446
   2.2. Capacitatea de autoepurare a cursurilor de apă de suprafață (Prof. dr. ing. E. Blitz) 448
   2.3. Capacitatea de autoepurare a lacurilor (Prof. dr. ing. E. Blitz) . . . 450
   2.4. Gradul de epurare necesar (Ing. N. Glimbovschi). 451
3. *Protecția apelor subterane* (Ing. V. Chiriac) 454
   3.1. Procesele de transformare 454
   3.2. Factorii principali în autoepurarea apelor subterane 455
   3.3. Sursele de impurificare și de murdărire 455
   3.4. Combaterea impurificării și murdăririi apelor subterane 455
4. *Protecția calității apelor în cadrul folosințelor* (Prof. dr. ing. E. Blitz) . . . 460
   Bibliografie 461

1. GENERALITĂȚI

Protecția calității apelor din țara noastră și-a găsit calea eficientă de rezolvare în ultimul deceniu, cînd gospodărirea apelor, în ansamblu, a devenit una din problemele de bază ale economiei naționale.

1.1. SURSE DE IMPURIFICARE ȘI DE MURDĂRIRE

În timpul parcursului pe suprafața solului sau în sol apele se impurifică și se murdăresc prin dizolvarea sau încărcarea cu suspensii din rocile care alcătuiesc solul sau din murdăriile depozitate în mod natural sau artificial. De asemenea, apele de canalizare introduse în emisar îl influențează diferit în funcție de compoziție și de conținutul în substanțe al apelor canalizate și de caracteristicile emisarului și anume se disting: *impurificarea* și *murdărirea*.

Se înțelege prin impurificare, acțiunea pe care unele substanțe o exercită asupra emisarului schimbîndu-i compoziția apelor, reducîndu-i astfel capacitatea de folosință.

Se înțelege prin murdărire, acțiunea pe care substanțele (murdăriile), conținute în apele naturale și în apele de canalizare, o exercită asupra emisarului căruia, pe lîngă compoziția apelor, îi schimbă și aspectul fizic.

Atît impurificarea, cît și murdărirea sînt provocate de substanțe de natură minerală și organică.

Alterarea calității apelor de suprafață și subterane se datorește unor murdăriri naturale și artificiale.

Murdărirea *naturală* a apelor de suprafață și a apelor subterane se consideră aceea produsă prin scurgerea naturală, neorganizată, a apelor care se încarcă cu particule de sol sau cu deșeuri depozitate pe suprafața solului și în sol, în mod natural sau în mod accidental neorganizat.

Materialele antrenate de apă de pe suprafața solului sînt de natură minerală sau organică, acestea din urmă putînd fi de origine animală sau vegetală. Ajunse în cursurile de apă substanțele sînt purtate mai departe sau se depun, iar cele organice intră în putrefacție, murdărind apele și consumînd din capacitatea de autoepurare a cursurilor de apă.

De aceea, ele se limitează, pe întreg teritoriul țării, prin lucrări prevăzute în planurile de stat; în modul acesta, în oarecare măsură se va reduce, treptat, murdărirea naturală.

Murdărirea naturală acționează ,în general, asupra cursurilor de apă de suprafață.

Influența asupra apelor subterane, pe care o au apele infiltrate în sol și încărcate cu suspensii din eroziuni, naturale, este însă de cele mai adeseori destul de redusă deoarece straturile superioare ale solului exercită o acțiune de reținere a suspensiilor din apele ce se infiltrează; o murdărire ceva mai însemnată o provoacă infiltrațiile prin

fisurile solului (îndeosebi în regiunile calcaroase) în care reținerea suspensiilor este mai redusă.

Murdărirea naturală a cursurilor de apă este luată în considerare în calculele de epurare a apelor uzate, intervenind în calitatea apelor emisarului prin conținutul în suspensii, prin conținutul în substanțe organice (sub forma consumului de oxigen dinainte de introducerea apelor uzate), prin reacția activă (și îndeosebi prin rezerva de alcalinitate) și prin conținutul în substanțe toxice.

Măsuri suplimentare împotriva murdăririi naturale se iau în cazul în care emisarul trebuie să servească și unor scopuri urbanistice, decorative, sportive și de agrement.

Murdărirea și impurificarea artificială a apelor de suprafață și a apelor subterane este produsă prin introducerea în emisar a apelor colectate prin rețelele de canalizare, a apelor uzate necanalizate precum și prin depozitarea liberă, neasigurată a deșeurilor și a resturilor de substanțe minerale și organice, care sînt spălate de apele de precipitații ce ajung în emisar.

Apele de canalizare ajunse în emisar îl influențează diferit după caracteristicile apelor canalizate și ale emisarilor; efectele produse sînt de natură fizică, chimică, bacteriologică și biologică. Între aceste efecte nu se poate stabili o succesiune anumită și sigură, putîndu-se ivi și simultan sau numai parțial sau în ordine diferită ca natură a fenomenelor și ca desfășurare în timp. Ele au acțiuni nocive asupra emisarilor pentru o perioadă de timp. Cu totul rare și nesemnificative sînt acele cazuri în care, un slab aport de ape uzate menajere sau industriale, constituie o sursă suplimentară de hrană pentru pești avînd deci un efect favorabil; asemenea situații sînt accidentale și normele în vigoare nu admit a fi luate în considerare în calculele referitoare la efectele asupra emisarilor.

1.2. CONSECINȚELE ALTERĂRII CALITĂȚII APELOR

Schimbările caracteristicilor organoleptice, fizice, chimice și biologice sau bacterior logice au efecte economice însemnate. Aceste schimbări au drept consecință necesitatea prelucrării suplimentare de către folosințe ale apelor sau chiar eliminarea unora ca surse.

Astfel, apele de suprafață în care au fost introduse crezoli și fenoli necesită după tratarea lor cu clor (pentru dezinfectare) o tratare suplimentară pentru dezodorizare.

Apele cu țiței în cantități mici necesită tratarea în separatoare de grăsimi și aerisire; apele cu cantități de țiței mai mari, practic, nici nu pot fi transformate în ape potabile și nu pot fi utilizate la irigații.

Apele încărcate cu praf de cărbune din rîuri colmatează malurile prin care se infiltrează în straturile subterane, astfel încît diminuează debitele acestor straturi.

Sub influența apelor industriale uzate de la fabricile de hîrtie și celuloză sulfit se formează în apele emisarului colonii mari de ciuperci care, pe lîngă alterarea calității acestor ape, vor îngreuna procesele de tratare a lor ulterioară prin blocarea grătarelor, îmbîcsirea filtrelor, depuneri în canale, rezervoare etc.

Apele acide atacă malurile, flora și fauna din emisar precum și materialele (metalice, zidării etc.) ale construcțiilor cu care vin în contact.

Apele uzate cu conținut de crom (peste 1 mg/dm^3) împiedică fermentarea nămolurilor din apele uzate menajere și, implicit, epurarea acestor ape.

Apele uzate evacuate cu conținut de celuloză sulfit venind în contact cu sărurile de fier care se găsesc în numeroase ape naturale de suprafață și subterane din țara noastră, dau o colorație de cerneală, greu de eliminat.

Apele de la băile de galvanizare, cu cianuri și săruri metalice, pot provoca moartea animalelor care consumă plantele irigate și duce la sterilizarea solului.

Apele uzate, cu anumite concentrații, ale unor substanțe influențează viața peștilor.

Dezvoltarea bacteriilor, între care se găsesc și patogene, este puternic favorizată de apele uzate provenite de la abatoare, lăptării, tăbăcării, fabrici de piele, cleiuri și unele industrii alimentare, datorită conținutului ridicat în proteine, hidrați de carbon și grăsimi.

Apele cu detergenți pot forma mase mari de spumă care, pe lîngă aspectul neplăcut și murdărirea malurilor, reține praful și diverse murdării devenind astfel și o puternică sursă de nocivități suplimentare.

În general, apele cu conținut de substanțe organice, care sînt putrescibile favorizează dezvoltarea de bacterii sferotilus și leptomilus, formînd cojі sub formă de blană de oaie, care dau un aspect dezagreabil.

În anul 1960 erau inventariate în țara noastră un număr de peste 1500 surse de murdărire din care numai la circa 400 existau stații de epurare, dar cu capacități și condiții de exploatare, în mare majoritate, insuficiente. Murdăriri grave provocau industriile: minieră cu exploatările și spălătoriile de minereuri, chimică, petrolieră, hîrtie și celuloză, siderurgică și metalurgică etc.

1.3. NECESITATEA PROTECȚIEI CALITĂȚII APELOR

Apele de suprafață și apele subterane, precum și litoralul Mării Negre, constituie o mare bogăție a țării noastre.

Apele din interiorul țării și apele fluviului Dunărea constituie surse de alimentare cu apă potabilă, industrială și pentru agricultură; litoralul constituie un loc deosebit de apreciat pentru odihnă, agrement și tratament balneo-climateric, atît pentru populația țării noastre, cît și pentru numeroși vizitatori străini.

Degradarea acestor bunuri produce mari pagube asupra producției și folosințelor curente. În plus, refacerea calității corespunzătoare folosințelor necesită adeseori lucrări a căror durată de execuție este mare și volumul lor important. Astfel, albia riurilor sau lacurilor sau plajele necesită un timp destul de îndelungat spre a-și recăpăta calitatea avută înainte de a fi murdărite; de asemenea, pentru numeroase procese industriale, evitarea murdăririi emisarilor poate impune anumite tehnologii de producție care trebuie avute în vedere încă de la proiectarea inițială a industriei respective, spre a se evita cheltuielile suplimentare.

Ca urmare, în țara noastră, mai multe legi și standarde prevăd măsuri de protecție a calității apelor. HCM nr. 608/1952, pentru înființarea zonelor de protecție sanitară, interzice vărsarea apelor uzate fără epurare prealabilă. H.C.M. nr. 311/1963, cu privire la unele măsuri pentru înlăturarea stării de impurificare a apelor din țara noastră și H.C.M. nr. 342/1963, cu privire la stabilirea și sancționarea contravenților în domeniul apelor, prevăd ample măsuri pentru desființarea surselor existente de murdărire, și construirea stațiilor de epurare a apelor uzate, înființarea la industriile noi, înainte de a fi puse în funcțiune.

Apele emisarilor, în starea lor naturală, sînt adeseori curate, respectiv corespunzătoare calității impuse de diferite folosințe. Deci, introducerea apelor de canalizare în apele emisarilor poate fi făcută numai în măsura în care acestea din urmă își vor menține calitatea în limitele prevăzute în standardele în vigoare.

Pentru aceasta se poate acționa atît asupra emisarului, cît și asupra apelor ce sînt vărsate în emisar.

Acțiunile asupra emisarilor se referă în general numai la posibilitatea de a le mări, prin construcții hidrotehnice, capacitatea de a neutraliza substanțele aduse de apele uzate, adică de a se *autoepura*. Asemenea soluții sînt costisitoare și ele nu sînt aplicate în mod obișnuit.

Protecția calității apelor naturale se realizează în tehnica actuală prin acțiuni asupra apelor ce sînt vărsate în emisari, folosindu-se totodată capacitatea de *autoepurare* a emisarului. Ca emisari servesc: apele de suprafață (rîuri, lacuri, marea), apele subterane și solurile.

Prin autoepurare se înțelege ansamblul proceselor naturale de epurare prin care emisarii sînt readuși la caracteristicile lor calitative pe care le-au avut înainte de primirea apelor de canalizare.

Desfășurarea acestor fenomene, ca durată sau ca ordine de succesiune și amploare, ca și măsura în care iau parte numai unele dintre ele, depind de caracteristicile emisarului și ale apelor introduse în acesta.

Calitățile apelor de canalizare fiind de mare diversitate, măsurile de protecție se grupează după felul emisarilor.

În cele ce urmează se vor expune problemele legate de protecția *apelor de suprafață* și *subterane*.

2. PROTECȚIA CALITĂȚII APELOR DE SUPRAFAȚĂ

2.1. FACTORII PRINCIPALI ÎN AUTOEPURAREA APELOR DE SUPRAFAȚĂ

Apele de canalizare intrînd în cantități mai mari în emisar provoacă mai întîi tulburarea, înrăutățirea gustului și mirosului apelor acestuia, depuneri de fund; totodată plantele clorofiliene își reduc sau încetează activitatea folositoare întrucît razele soarelui nu mai pot pătrunde prin apele murdărite, în timp ce consumul de oxigen, necesar oxidării substanțelor organice din apele uzate, crește brusc, sărăcind astfel de oxigen apele emisarului. În lipsa unei cantități minime de oxigen, peștii și organismele acvatice superioare dispar, dezvoltîndu-se microorganismele inferioare, caracteristice apelor murdare.

Murdărirea apelor emisarului cu efectele corespunzătoare se exercită pe o durată (și deci lungime de parcurs) variabilă, în care timp în emisar se petrec două acțiuni contrare; pe de o parte înrăutățirea continuă a calităților apelor emisarului prin amestecul cu ape uzate și *consumarea* oxigenului pentru oxidarea substanțelor organice, iar pe de altă parte *absorbția* continuă de oxigen din aer ca și alte acțiuni ce alcătuiesc autoepurarea. Într-o primă etapă, condițiile de înrăutățire a calităților apelor emisarului sînt mai puternice decît respectiva capacitate de autoepurare. Treptat însă, dacă nu intervin alte surse de murdărire, apele emisarului se clarifică tot mai mult, consumul de oxigen se reduce, cantitatea de oxigen absorbită de apă depășește pe aceea necesară oxidării substanțelor organice, emisarul revine la starea sa inițială, plantele verzi, peștii și alte organisme superioare se pot dezvolta din nou oglindind astfel autoepurarea emisarului.

Factorii care acționează în procesele de autoepurare sînt de natură: fizică, chimică și biologică.

Factorii fizici care influențează epurarea sînt următorii :

— s e d i m e n t a r e a suspensiilor din apele murdare, care se produce sub formă de pelicule, sau în straturi mai subțiri sau mai groase ce se depun pe fundul albiilor și uneori se formează chiar bancuri ; cînd depunerile de fund sînt mai mari și mai ales în timpul verii, descompunerea lor se accentuează, la viituri sînt puse în mișcare, iar introducerea lor în apele curgătoare provoacă din nou murdărirea acestora și consumuri mari și bruște de oxigen ;

— g r e u t a t e a s p e c i f i c ă și v î s c o z i t a t e a apei care influențează condițiile de amestec ale apelor murdare cu cele ale emisarului ;

— l u m i n o z i t a t e a și c ă l d u r a care influențează asimilația clorofiliană a plantelor verzi și dezvoltarea organismelor, care găsesc în mediul lichid variații de temperatură mai mici decît pe uscat. La lacuri, repartizarea căldurii, pe lîngă aceea provocată de izvoare și afluenți, este influențată și de vînt ;

— t e m p e r a t u r a care are un rol important în separarea pe zone a apelor adînci, influențînd astfel schimbul de substanțe și caracteristicile biologice ; ea mai influențează solubilitatea oxigenului în apă, consumul de oxigen pentru oxidarea substanțelor organice și pentru reaerarea apei ;

— c a r a c t e r i s t i c i l e h i d r a u l i c e ale emisarului care sînt elemente foarte importante pentru procesele ce se petrec în apă ;

În *cursurile* de apă, de mare importanță este amestecul apelor murdare cu ale emisarului, respectiv *gradul de diluare n* definit prin relația :

$$n = \frac{aQ + q}{q}, \qquad \text{(VI.1)}$$

în care : Q, q este debitul emisarului și respectiv al apelor uzate, în m³/s sau în l/s ;

a — coeficientul de amestec între apele uzate și ale emisarului, care se determină pe baza indicațiilor normative (v. Secțiunea XXV).

În *lacuri* amestecul apelor uzate cu apele emisarului se poate stabili cu relațiile lui M.A. Ruffel :

— pentru vărsarea *lîngă mal*

$$n = \frac{q + 0{,}00216\, H^2 v}{q + 0{,}000216\, H^2 v}\left[1 + 0{,}412\left(\frac{l}{\Delta x}\right)^{0{,}627 + 0{,}0002\,\frac{l}{\Delta x}}\right], \qquad \text{(VI.2)}$$

în care : q este debitul mediu zilnic al apelor uzate, în m³/s ;

H — adîncimea medie a zonei, în m, care se măsoară la distanța l de locul de intrare al apelor uzate și anume :

pentru $H = 3 \ldots 4$; $7 \ldots 8$; $9 \ldots 10$ m ;

$l = 100$; 200 ; 250 m ;

v — viteza vîntului, în m/s ;

$$\Delta x — 6{,}33\ H^{1{,}167}. \qquad \text{(VI.3)}$$

Pentru vărsarea apelor uzate la *fundul* lacului :

$$n = \frac{q + 0{,}0087\, H^2}{q + 0{,}000435\, H^2}\left[1{,}85 + 2{,}32\left(\frac{l}{\Delta x}\right)^{0{,}41 + 0{,}0064\,\frac{l}{\Delta x}}\right], \qquad \text{(VI.4)}$$

în care : l este distanța între locul de vărsare al apelor uzate și mal, în m ;
H — adîncimea medie a lacului pe distanța între locul de vărsare al apelor uzate și mal, în m ;

$$\Delta x = 4{,}41\ H^{1{,}167}.$$

În ambele relații primul termen reprezintă diluarea inițială, instantanee, la intrarea apelor uzate în emisar, iar cel de al doilea, desfășurarea diluării la distanță.

Situația cea mai dezavantajoasă se creează în cazul în care vîntul bate paralel, sau cu slabă înclinare față de mal, împingînd apele uzate în lungul malului și murdărindu-l pe distanțe mari.

Factorii chimici influențează epurarea alături de factorii fizici, adeseori acționînd direct asupra transformărilor din apă sau creînd condițiile pentru dezvoltarea acțiunilor biologice.

Fenomenele chimice propriu-zise constau din hidroliza și oxidarea substanțelor din apele emisarului ca produse finale rezultînd amoniac, bioxid de carbon, metan, hidrogen, azot, sulfații ori fosfații.

Bioxidul de carbon acționează în cadrul fotosintezei și în reacție cu substanțele chimice ajunge în emisar. Întrucît CO_2 liber, în special, în reacție cu apa dă CO_3H_2, reducerea sa provoacă creșterea alcalinității (uneori pînă la $pH = 9$) ; dimpotrivă, în straturile de apă de sub zona de salt (în lacuri) conținutul în CO_2 crește, iar pH scade.

Oxigenul se găsește în apă în cantități variabile, în funcție de fotosinteză, de temperatură, de calitățile apelor, de curenți. El poate fi extras din apă prin reacții chimice și biochimice, care alcătuiesc metabolismul vieții acvatice ; consumul de oxigen se poate face uneori mult mai repede decît reaprovizionarea apei cu acest element.

Alte substanțe se găsesc în apă fie în mod natural, fie aduse de apele uzate. Unele din aceste substanțe sînt favorabile dezvoltării organismelor mineralizatoare (azot, fosfor, fier, mangan) în timp ce alte substanțe (crom, arsen, cianuri etc.) sînt dăunătoare, cînd concentrația trece peste anumite limite stabilite prin normative, în funcție de folosințele deservite de apele emisarului.

Factorii biologici acționează diferit în funcție de factorii fizici și chimici, astfel încît în aprecierea acestora trebuie să se țină seama, pe lîngă sursa de murdărire a emisarului, de cantitatea acestor substanțe și de felul autoepurării.

Autoepurarea emisarului poate avea loc în condiții *aerobe* și în condiții *anaerobe*. La acțiunea de autoepurare participă bacterii, care ajută oxidarea substanțelor organice ; protozoare — care folosesc bacteriile drept hrană și — fără a se fi definit rolul lor — este sigur că accelerează autoepurarea ; plantele acvatice (prin schimburile clorofiliene și acțiunea de reținere a substanțelor ca un filtru) și animalele acvatice atît direct, prin speciile care au capacitatea de a filtra apa și nămolul (bureți, scoici, viermi), cît și indirect, ca verigi, în lanțul biologic.

2.2. CAPACITATEA DE AUTOEPURARE A CURSURILOR DE APĂ DE SUPRAFAȚĂ

Autoepurarea cursurilor de apă de suprafață depinde în ansamblu de capacitatea de oxidare, de bacteriile mineralizatoare și de depozitele de nămol de fund.

2.2.1. **Oxigenul.** În apa emisarului, pe porțiunea luată în considerare pentru autoepurare, oxigenul provine din trei surse : *existent* înainte de primirea apelor uzate, *produs prin fotosinteză* de către plantele clorofiliene și *aprovizionat* prin reaerare.

Oxigenul existent în apă este limitat de cantitatea de saturație astfel încît, în funcție de debitul emisarului și al apelor uzate, el poate fi consumat chiar la contactul cu acestea iar pînă la reîncărcarea apelor emisarului cu oxigen, trece un oarecare timp în care intervalul substanțelor organice din apele uzate nu se pot mineraliza. Asemenea situații se constată curent în timpul iernii cînd apele emisarului îngheață la suprafață, împiedicînd reaerarea apei.

Trebuie ținut seama, de asemenea, de consumul de oxigen al depunerilor de fund, care are un caracter permanent și este adeseori foarte mare.

Deci, chiar în cazul unor rîuri cu debit mare, în raport cu acela al apelor uzate, oxigenul existent în apa emisarului nu constituie o sursă sigură, permanentă, pentru oxidarea substanțelor organice.

Oxigenul produs prin fotosinteză de macro și microflora verde a emisarului, constituie o sursă importantă de aprovizionare cu oxigen a emisarului, pentru care sînt însă necesare anumite condiții corespunzătoare: plante, lumină, temperatură, curățenia apelor etc. Aceste condiții provoacă variații mari în producerea oxigenului și, cele mai adeseori, fotosinteza nu are un rol însemnat în ciclul anual al autoepurării emisarului. În calculele capacității de epurare a emisarului nu se ia în considerare surplusul de oxigen datorat acestei activități a plantelor acvatice.

Oxigenul provenit prin reaerare constituie sursa cea mai importantă pentru alimentarea cu oxigen a apelor emisarului.

Emisarul absoarbe oxigenul din aer prin suprafața apei, fenomen care poartă denumirea de *„reaerare"*. Cantitatea de oxigen absorbită depinde de deficitul în oxigen și de caracteristicile hidraulice ale emisarului.

2.2.2. **Bacteriile mineralizatoare.** Bacteriile mineralizatoare îndeplinesc un rol însemnat în autoepurarea cursurilor de apă. Cînd apele uzate menajere sau cu compoziție similară pătrund în emisar, se dezvoltă numărul și varietatea bacteriilor care provin din apele emisarului și parțial chiar din apele uzate. După ce dezvoltarea bacteriilor a ajuns la concentrația corespunzătoare condițiilor biologice ale emisarului, se produce o stare de echilibru bacterială. Urmează apoi o reducere treptată a concentrației și varietății bacteriilor.

Procesele bacteriale care se petrec în emisar pot fi aerobe sau anaerobe, cu participarea respectivelor feluri de bacterii, însă cele mai multe bacterii sînt facultativ aerobe sau facultativ anaerobe, transformarea de la un mod de viață la altul fiind în funcție de condițiile biochimice create și se poate petrece în decursul a cîtorva generații, respectiv în decurs de cîteva ore; pe perioada unor asemenea transformări activitatea biochimică este întotdeauna încetinită.

S-a constatat însă că autoepurarea aerobă este mult mai rapidă decît cea anaerobă, astfel încît este necesar ca în emisari să se creieze condiții cît mai favorabile pentru dezvoltarea ei, mai ales pe rîurile cu văi foarte populate. Pentru a putea folosi autoepurarea bacterială este necesar ca apele uzate să conțină puține substanțe organice, iar emisarul să fie bogat populat cu bacterii aerobe. Pe de altă parte, existența bacteriilor și a altor organisme este direct influențată de condițiile de mediu create de apele uzate și emisar.

Pernind de la aceste considerente, numeroși cercetători au propus clasificarea cursurilor de apă sub aspect biologic, propunîndu-se *sistemul saprobiilor* (ape polisaprobe, mezosaprobe și oligosaprobe), *sistemul trofic* (ape oligotrofe și eutrofe) etc.

2.2.3. **Depunerile de fund.** Depunerile de fund constituie, în general, un factor nefavorabil pentru autoepurarea emisarilor. Totuși, în anumite împrejurări, poate constitui și un element de îmbunătățire a stării emisarilor și anume, prin faptul că nămolurile ridicate de pe fund de apele mari pot constitui hrană pentru bacterii în cazul în care asemenea fenomene coincid cu aporturi reduse de substanțe organice din ape uzate.

Determinarea oxigenului necesar nămolurilor de fund este destul de dificilă. Fair și Geyer [7] au propus relația de calcul:

$$y_m = 3{,}14 \times 10^{-2}\ y_0 \cdot C_\theta\ W \frac{5 + 160W}{1 + 160W} \sqrt{t_a}, \qquad \text{(VI.5)}$$

în care: Y_m este consumul maxim zilnic de oxigen al nămolului de fund, în g/m²;
y_0 — $OBN_{5\theta}$ la temperatura de 20°C, în g/kg, substanță organică;
C_θ — corespunde factorului de temperatură, adică raportul între CBO_5 la temperatura de 20°C și OBN inițial;
W — cantitatea de substanță organică descompusă într-o zi, în kg/m²;
t_a — numărul de zile (pînă la 365) în care, în timpul unui an, se produc depuneri de fund.

În cazul în care nămolul se depune uniform, în straturi foarte subțiri, astfel ca descompunerea să aibă loc aerob, cantitatea maximă zilnică de OBN corespunde, în mod evident, porției zilnice de depuneri.

2.3. CAPACITATEA DE AUTOEPURARE A LACURILOR

Lacurile constituie adeseori, prin caracteristicile lor hidraulice, în special, un mediu pentru epurarea apelor uzate cu caracteristici superioare față de numeroase cursuri de apă rapide sau în porțiuni incipiente.

Totuși, chiar în cazurile în care există condiții bune de autoepurare, introducerea în lacuri a apelor uzate, care conțin substanțe nutritive, conduce cele mai adeseori la creșterea florei și faunei acvatice, ceea ce poate avea influențe însemnate asupra folosirii drept sursă de alimentare cu apă, sau pentru sport, agrement etc.

Influența apelor uzate asupra lacurilor se poate determina pe baza unor adîncite observații asupra condițiilor locale, prin studii și analize de laborator, precum și prin considerarea efectelor viitoare ale noilor surse de murdărire ce se propun.

Pentru reducerea influențelor nefavorabile asupra apelor din lacuri, se pot lua diferite măsuri care să limiteze capacitatea de dezvoltare a vegetației și faunei dăunătoare, fără însă să se poată ajunge, în general, la situația lacurilor dinainte de vărsarea apelor uzate.

Lacurile își bazează capacitatea de autoepurare pe aceiași factori ca și cursurile de apă, cu diferență că aici curenții au intensitatea mai redusă sau lipsesc cu totul.

Trebuie, de asemenea, să se țină seama că la lacuri condițiile de temperatură au importanță mai mare; cînd temperatura apei scade, densitatea ei se mărește, cade la fund, creindu-se curenți verticali.

În general însă turbulența, curenții, diluția, precum și raportul între suprafața expusă (pentru reaerare și luminozitate) și volumul de apă sînt mai mici în lacuri decît în cursurile de apă, astfel încît încărcarea admisibilă cu ape uzate, pe unitatea de volum de apă din lac, este mai redusă decît în cursurile de apă ce pot servi ca emisari.

Suspensiile din apele uzate se răspîndesc în apele lacurilor, reducîndu-le limpiditatea și formînd depuneri. Acestea intră destul de repede în putrefacție (mai repede ca în cursurile de apă) formînd și gaze urît mirositoare, care se pot răspîndi la mari distanțe.

2.4. GRADUL DE EPURARE NECESAR

Spre a fi admise în apele de suprafață, utilizate ca emisari, apele uzate trebuie să posede proprietăți, care să se încadreze în condițiile de calitate prevăzute în STAS E 4706-66. Apele uzate a căror proprietăți depășesc condițiile de calitate ale apelor de suprafață, stabilite prin standardul citat, trebuie supuse unor prealabile operații de corectare.

În mod expres, H.C.M. nr. 608/1952 prevede că este interzisă vărsarea apelor uzate menajere în emisari, fără epurare prealabilă.

De asemenea, prin H.C.M. nr. 311/1963 s-au prevăzut unele măsuri în legătură cu lichidarea stării de impurificare a cursurilor de apă din țara noastră.

Toate aceste prevederi legislative se referă la *apele de canalizare*, alcătuite din :

— apele uzate de orice proveniență, precum și substanțele reziduale care se îndepărtează prin obiectele care compun canalizările ;

— apele meteorice, pentru care condițiile de evacuare se stabilesc de către Ministerul Agriculturii și Silviculturii cu consultarea Ministerului Sănătății și a celorlalți factori interesați în evacuare și folosințe :

— ape de suprafață evacuate ;

— ape subterane din drenaje, desecări și infiltrații.

Condițiile de calitate sînt prevăzute pentru :

— cursurile de apă în situație naturală sau amenajată ;

— apele stătătoare : lacuri naturale, lacuri de acumulare, bălți.

Pentru lacurile cu salinitate ridicată (peste 2 000 mg/dm^3), pentru lacurile monumente ale naturii, precum și pentru Marea Neagră condițiile de calitate se stabilesc de la caz la caz.

Apele de suprafață sînt împărțite — conform STAS E 4706-66, în trei categorii, condițiile care le diferențiază fiind impuse de natura folosințelor care trebuie satisfăcute.

Categoriile de calitate ale apelor de suprafață se definesc astfel :

Categoria I. Apele de suprafață care se utilizează pentru :

— alimentarea centralizată cu apă potabilă ;

— alimentarea cu apă a întreprinderilor din industria alimentară, precum și a unităților agrozootehnice, dacă anumite procese tehnologice sau folosințe importante necesită o apă de calitatea celei potabile ;

— reproducerea și dezvoltarea salmonidelor în anumite zone ale cursurilor de apă, precum și alimentarea cu apă a amenajărilor piscicole salmonicole.

Categoria II. Apele de suprafață care se utilizează pentru :

— piscicultură (în afară de salmonicultură) și alimentarea cu apă a amenajărilor piscicole (exclusiv salmonicole) ;

— scopuri urbanistice și de agrement.

Categoria III. Apele de suptafață care se utilizează pentru :

— alimentarea cu apă a sistemelor de irigație ;

— alimentarea cu apă a industriilor pentru necesitățile tehnologice ;

— alte folosințe, nemenționate în categoriile I și II.

Condițiile de calitate se verifică :

— pe cursuri de apă, într-o secțiune de control situată la 1 km în amonte de punctul sau zona de folosință ;

— pentru ape stătătoare, în limita unei zone cu raza de 0,5 km în jurul punctului de folosință (captare);

— pe toate zonele trebuie să fie asigurate cel puțin condițiile de calitate corespunzătoare categoriei III.

Condițiile de calitate pe care trebuie să le îndeplinească apele de suprafață, în funcție de categoria lor, pentru caracteristici mai des întîlnite în practică, sînt date în tabelul VI.1.

Standardul citat prevede, de asemenea, că la stabilirea posibilităților de evacuare a apelor uzate industriale, este obligatoriu să se studieze măsurile următoare:

— micșorarea cantităților de ape uzate prin reutilizarea acestor ape în procesul tehnologic în cadrul industriei care le produce sau industriilor apropiate;

— reducerea gradului de murdărire a apelor uzate prin modificarea proceselor tehnologice, recuperarea substanțelor valorificabile din apele uzate, neutralizarea cu alte ape uzate;

— valorificarea apelor uzate la irigații;

— uniformizarea debitelor și concentrațiilor apelor uzate în scopul evitării șocurilor de murdărire în emisari.

Apele uzate a căror proprietăți depășesc în secțiunea (zona) de control, în diluție cu emisarul, concentrațiile indicate în STAS E 4706-66, trebuie supuse unor prealabile operații de corectare a calității, care poartă denumirea de *epurarea apelor uzate.*

Măsura în care, prin epurare, trebuie corectate proprietățile apelor uzate, poartă denumirea de *grad de epurare necesar* și se exprimă în procente, prin relația:

$$d = \frac{C_{uz} - C_a}{C_{uz}} 100, \qquad \text{(VI.6)}$$

în care: d este gradul de epurare necesar;

C_{uz} — concentrația în substanța respectivă din apele uzate;

C_a — concentrația admisibilă în apa epurată, astfel încît să fie îndeplinite condițiile din STAS E 4706-66.

Calculul gradului de epurare necesar se face conform indicațiilor din Secțiunea XXV.

Tabelul VI.1

Condițiile de calitate ale apelor de suprafață

Nr. crt.	Categoria apelor de suprafață	I	II	III
1	2	3	4	5
1	Oxigen dizolvat în apă (O_2), în mg/dm³, min.	6	5	4
2	Consum biochimic de oxigen (CBO_5), în mg/dm³, max.	3	4	10
3	Consum chimic de oxigen, în mg/dm³, max.:			
	— prin metoda cu MnO_4K	10	15	25
	— prin metoda cu Cr_2O_4K	12	20	30

Tabelul VI.1 (continuare)

Nr. crt.	Categoria apelor de suprafață	I	II	III
1	2	3	4	5
4	Cloruri (Cl), în mg/dm³, max.	200[1])	400	400
5	Sulfați (SO_4), în mg/dm³, max.	200[1])	400	400
6	Calciu (Ca), în mg/dm³, max.	150[1])	200	300
7	Magneziu (Mg), în mg/dm³, max.	50[1])	100	200
8	Reziduu fix, în mg/dm³, max.	500[1])	1 000	1 200
9	Materii în suspensie în apele uzate, înainte de evacuarea lor în emisar, în funcție de gradul de diluție de:			
	0— 20, în mg/dm³, max.	20—40	25—60	30—100
	20— 50, în mg/dm³, max.	40—100	60—150	100—250
	50—150, în mg/dm³, max.	100—300	150—450	250—750
	150—500, în mg/dm³, max.	300—1000	450—1 500	750—2 500
	(pentru diluții intermediare se fac interpolări)			
10	Creșterea temperaturii față de temperatura maximă medie naturală, în °C, max.	3	5	5
11	Culoarea apelor uzate diluate (corespunzător diluției ce se obține la debitul minim al emisarului)	Nu trebuie să fie perceptibilă în coloană cu înălțimea, în cm, de:		
		20	10	5
12	Mirosul apelor uzate diluate (ca la pct. 11)	Fără miros		
13	Bacili, în coli/dm³, max.	100 000	Nu se normează	
14	*p*H	6,5—8,5	6,5—8,5	6,5—9
15	Amoniac liber (NH_3), în mg/dm³, max.	0,1	0,3	0,5
16	Cianuri simple (CN), în mg/dm³, max.	0,01	0,02	0,03
17	Crom trivalent (Cr), în mg/dm³, max.	0,5	0,5	0,5
18	Crom hexavalent (Cr), în mg/dm³, max.	0,1	0,1	0,3
19	Detergenți anionici, în mg/dm³, max	1	2	3
20	Fier total ionic (Fe), în mg/dm³,max	0,3	1	1
21	Fenoli antrenabili cu vapori de apă (monofenoli), în mg/dm³, max.	0,001	0,02	0,2
22	Țiței și produse petroliere, în mg/dm³, max.	0,5	0,5	0,5

[1]) Pentru ștranduri organizate, aceste limite pot fi depășite pînă la limitele categoriei II

3. PROTECȚIA CALITĂȚII APELOR SUBTERANE

Apele subterane își pot modifica regimul calitativ sub influența directă sau indirectă a activității omenești sau a fenomenelor naturale. De aci rezultă degradarea, adică reducerea posibilității de folosire a lor.

3.1. PROCESELE DE TRANSFORMARE

Procesele prin care se schimbă calitățile apelor sînt numeroase și complexe; ele se bazează pe fenomene fizice și biochimice ca dispersiunea, dizolvarea și disocierea, difuzia, adsorbția, precipitarea și reactivitatea chimică.

Intervin și:

— subpresiunea, tendința unor substanțe de impurificare mai ușoare și nemiscibile cu apa (țiței, gaze) de a se acumula în zonele cele mai înalte ale straturilor acvifere;

— activitatea de alimentare și de spălare a mediului acvatic, ca o consecință a capacității de antrenare a substanțelor impure prin cîmpul hidromecanic subteran.

Transformarea calitativă a apelor subterane poate fi exprimată prin relația:

$$t = \frac{1}{B} \ln \frac{A + B/c}{A + B/c_0} = \int_{v_0}^{v} \frac{dv}{Q} = \int_0^l \frac{dl}{K \dfrac{\partial s}{\partial l}}, \qquad \text{(VI.7)}$$

în care: A este coeficientul de difuzie, în m³/g-zi, determinat experimental;

B — parametrul de transformare calitativă, în zile^{-1}, determinat experimental;
c — concentrația indicatorilor de calitate în punctul curent, în g/m³;
c_0 — concentrația indicatorilor de calitate în punctul inițial, în g/m³;
v — volumul delimitat de suprafața închisă S, în m³;
s — denivelarea cîmpului piezometric, m;
l — drumul parcurs de particulă, în m;
K — coeficientul de filtrație subterană, în m/s;
t — timpul de scurgere a curentului.

Se menționează că, coeficienții A și B împreună cu coeficienții $b = B + q/a$ (în care q este fluxul specific de infiltrație pe unitate de arie orizontală a stratului acvifer, iar a grosimea stratului acvifer) formează grupul parametrilor de transformare calitativă.

După valoarea absolută a coeficientului b, straturile acvifere se pot clasifica astfel:

$0 < b < 1/1\,000$, în zile^{-1}, pentru straturi fără eficiență (calitativă);
$1/1\,000 < b < 1/100$, în zile^{-1}, pentru straturi cu eficiență redusă;
$1/100 < b < 1/10$, în zile^{-1}, pentru straturi cu eficiență mijlocie (normală);
$1/10 < b < 1$, în zile^{-1}, pentru straturi cu eficiență mare;
$1 < b$, în zile^{-1}, pentru straturi cu eficiență excepțională.

3.2. FACTORII PRINCIPALI ÎN AUTOEPURAREA APELOR SUBTERANE

Factorii care influențează regimul de calitate al apelor subterane sînt de natură fizică, chimică și biologică : sursele de murdărire, regimul hidrometeorologic, natura solurilor, activitatea microorganismelor ce se dezvoltă în sol și în apă, mișcarea apelor subterane.

3.3. SURSELE DE IMPURIFICARE ȘI DE MURDĂRIRE

Sursele de impurificare și de murdărire a apelor subterane pot fi permanente sau accidentale.

Sursele permanente de impurificare și de murdărire sînt :

— puțurile absorbante și instalațiile de toate categoriile, pentru ape uzate de orice natură, de unde apele se pot infiltra în sol ;

— exploatările petroliere în subsol: foraje, intervenții și instrumentații de exploatare pentru țiței și gaze naturale, injecții în stratul de zăcămînt (ape fierbinți puternic mineralizate), precum și conductele de transport pentru produsele petroliere ;

— exploatările miniere în subsol: minele de cărbuni, turbă și metale ; saline și sondele de saramură ;

— irigațiile cu ape uzate, precum și îngrășămintele și amendamentele agrotehnice infiltrate în sol cu ape uzate sau meteorice, tratamentele agrosilvice cu substanțe fitofarmaceutice de fabricații variate ca : insecticide, fungicide, ierbicide ;

— iazurile, bazinele, padocurile, depozitele și platformele de uscare pentru nămoluri sau alte reziduri provenite din stații de epurare a apelor uzate sau construcții și instalații gospodărești sau zootehnice etc. ;

— instalațiile de cercetări și explozii radioactive subterane ;

— forajele de ape minerale, termale sau potabile ;

— depozitele de gunoaie și reziduuri uscate din instalațiile comunale ;

— aerosolii, fumul, gazele și microorganismele atmosferice din activitatea de toate categoriile și, în special, industriale, antrenate de ploi și meteori atmosferici.

Sursele accidentale de impurificare și de murdărire pot surveni prin :

— pătrunderea de ape salmastre, mineralizate, datorite accidentelor subterane, prin deschideri de carsturi, falii, erupții vulcanice etc. ;

— ape uzate menajere și industriale, infiltrate accidental sau neorganizat ;

— ape meteorice necanalizate, care au spălat teritorii cu substanțe nocive.

3.4. COMBATEREA IMPURIFICĂRII ȘI MURDĂRIRII APELOR SUBTERANE

Combaterea impurificării și murdăririi apelor subterane, necesită o cunoaștere exactă și o supraveghere sistematică a surselor de impurificare, în care scop se impune o clasare ai acestor surse, după intensitatea pericolului pe care îl prezintă.

Acțiunea de detecție a surselor de impurificare și de murdărire se desfășoară după indicațiile ce urmează :

1) Se determină elementele hidraulice prin foraje și analize asemănătcare celor prevăzute în STAS 1628-62 (fig. VI.1).

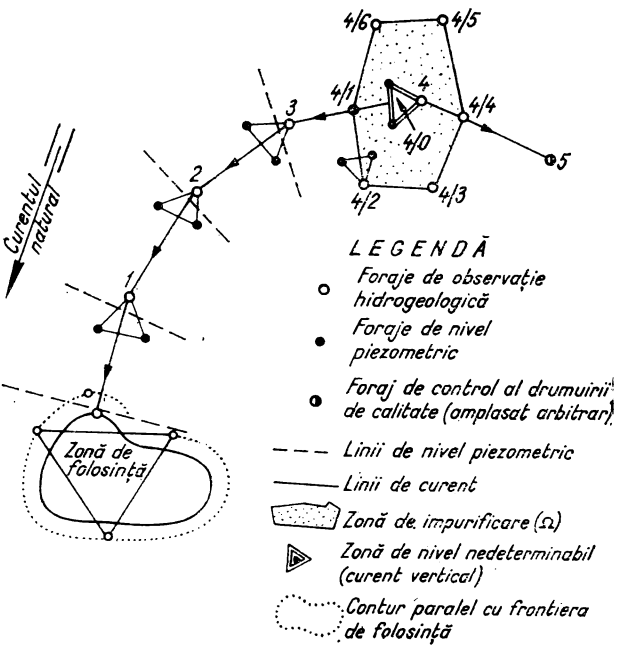


Fig. VI.1. Releveu de detecție.

2) Se determină direcția de impurificare și de murdărire printr-un contur poligonal de observație (cu cel puțin 3 laturi aproximativ egale), pichetat și instalat pe o linie închisă, paralelă cu frontiera de folosință. Se determină concentrațiile indicatorului de impurificare (de exemplu : KO_4Mn) în apa recoltată din sondajele de observație, paralel cu nivelurile piezometrice staționare de pompare corespunzătoare situației de folosire a sursei. Se determină direcția de impurificare după direcția gradientului de impurificare, obținut analog procedeului de determinare a gradientului piezometric.

3) Se execută drumuirea și profilul de calitate pe linia de curent : $0-1-2-3-4-5$. Profilul de calitate arată că punctul *4*, de exemplu, este situat în conturul de impurificare, deoarece indică valoarea maximă a indicatorului de direcție (KO_4Mn).

4) Se determină felul de acțiune (permanentă, intermitentă sau accidentală) a sursei de impurificare, prin observarea și înregistrarea grafică a concentrațiilor și nivelurilor piezometrice în sondajele de observație (de la 0 la *4* inclusiv). Timpul de observație

minimal trebuie să fie cel puțin egal cu timpul de scurgere al curentului (calculat cu ecuația fundamentală).

5) În regim permanent de activitate impurificatoare, se determină poziția intersecției (*4/1*) cu conturul de impurificare (infiltrație) prin aproximații (eventual succesive) cu formula :

$$l\,\overline{(4/1-4/0)} = Jl\,\overline{(3-4/0)} \qquad \text{(VI.8)}$$

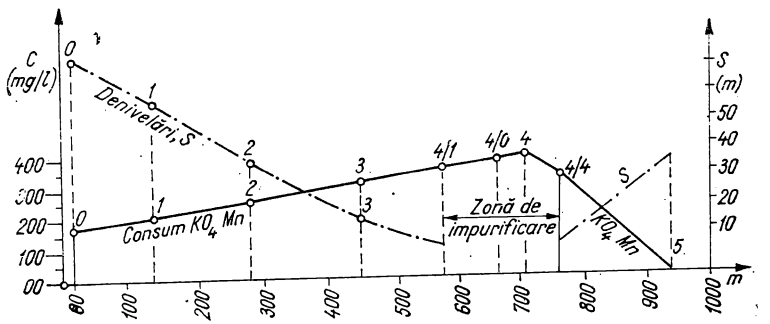


Fig. VI.2. Nivelment piezometric și profil de calitate pe drumuirea de direcție : *0—1—2—3—4—5*.

unde $\overline{l(4/1-4/0)}$ respectiv $\overline{l(3-4/0)}$ reprezintă distanța punctului *4/1*, respectiv a punctului *3*, față de centrul *4/0* al triunghiului de observație aferent stației *4*, iar *J* reprezintă diferența procentuală a concentrației indicatorului de detecție pe conturul zonei de impurificare, față de concentrația maximă a acestuia.

6) Se execută drumuirea de calitate pentru ajustarea la linia de nivel : *4/1—4/2— —4/3... — 4/1*, care delimitează zona de impurificare pe un contur poligonal, cu laturi alese convenabil.

7) Se calculează valoarea medie a coeficienților de calitate pe drumuirea : *1—2—3* (presupunînd că distanța $0-1 > R_f$, R_f fiind raza de acțiune a sursei de impurificare). Se utilizează în acest scop ecuația fundamentală, cu care se determină timpul de scurgere mediu între stațiunile *1*, *2* și *3*. Se calculează coeficienții de calitate ai mediului acvifer *A*, *B* și apoi *b* cu ecuația fundamentală folosită de două ori în puncte de *t* și *c* cunoscute sau cu ajutorul diagramei din fig. VI.2.

Se calculează parametrii :

$$\tau = t_1/t_2 < 1 \text{ și } c = \frac{1 + c_0/c_1}{1 - c_0/c_2}, \qquad \text{(VI.9)}$$

în care : c_0, c_1 și c_2 sînt concentrațiile indicatorilor de calitate inițial în punctul *1* și în punctul *2* corespunzător timpilor t_1 și t_2.

Cu valorile τ și c se obține din diagramă (fig. VI.3) parametrul x cu ajutorul căruia se calculează:

$$B = \frac{x}{t_2}; \tag{VI.10}$$

$$A = \frac{B}{e^x - 1}\left(\frac{1}{c_2} - \frac{1}{c_0}e^x\right); \tag{VI.11}$$

$$b = B + \frac{q}{a}. \tag{VI.12}$$

Modul de folosire a diagramei x este următorul:

1) Se calculează:

$$\tau = t_1/t_2 < 1\,;\; c = \frac{1 - c_0/c_1}{1 - c_0/c_2}.$$

2) Se citește din diagramă parametrul x.

3) Se calculează:

$$B = x/t_2\,;\; A = \frac{B}{e^x - 1}\left(\frac{1}{c_2} - \frac{1}{c_0}e^x\right).$$

4) Pentru zone de infiltrații (în regim staționar) se calculează ordonata punctului I:

$$I = \frac{Ac_i}{Ac_i + B_s},$$

sau abscisa punctului I:

$$I = \frac{Ac_i + B_s}{Ac_i}.$$

Direcția dreptei $O-I-I$ fixată cu rigla pe diagramă permite interpolarea în fascicolul de curbe la origină și estimarea parametrului x.

Se calculează debitul:

$$Q = \Omega\ a\ B_s/x.$$

5) Se planimetrează aria Ω a zonei murdărite și se măsoară perimetrul U al acesteia

Se calculează acumularea:

$$dv = v - v_{0_e} = a\Omega. \tag{VI.13}$$

6) Se determină valoarea medie a concentrațiilor indicatorului de detecție pe conturul zonei de impurificare c_1; diferența între concentrații va trebui menținută suficient de redusă (de exemplu $c_4 - c_1 \leqslant 5\,\%$, iar în caz contrar se va corecta conturul zonei).

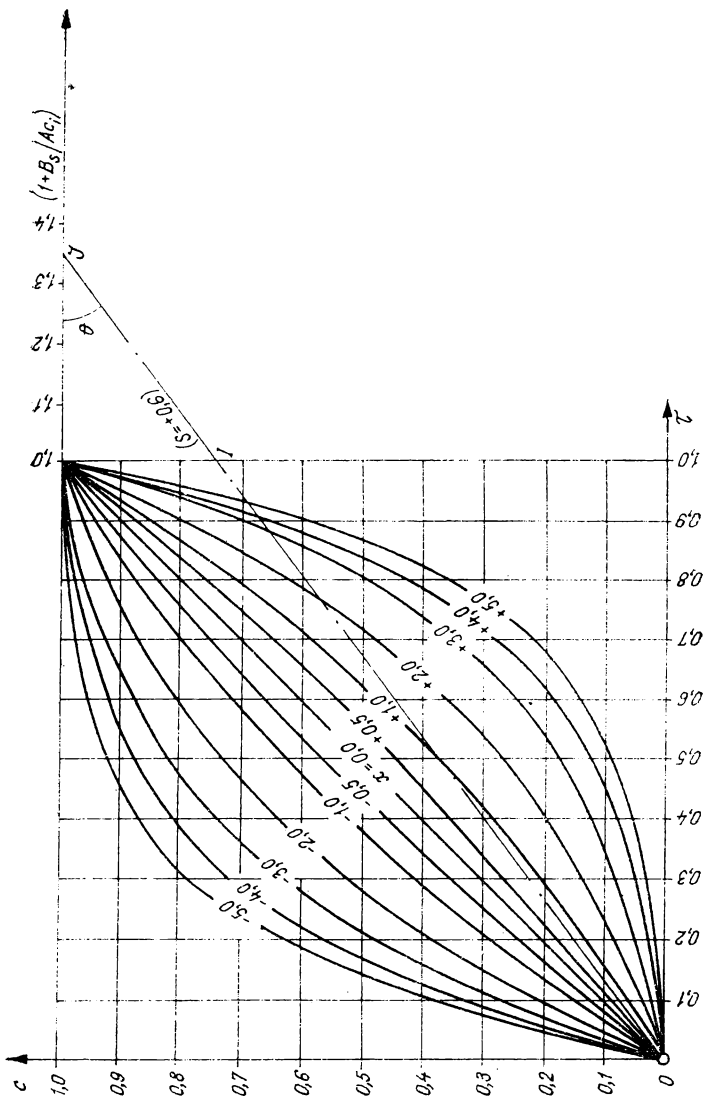


Fig. VI.3. Determinarea parametrilor de transformare calitativă a apelor subterane (diagrama x).

7) Se dete rmină debitul zonei de impurificare (în regim staționar) cu formula:

$$Q = \frac{dv}{dt} = \Omega\, a\, \frac{B_s}{x}; \qquad \text{(VI.14)}$$

cu ajutorul fig. VI.3, B_s fiind parametrul B în regim staționar, iar x citindu-se pe curba corespunzătoare unghiului de înclinație a tangentei, la origină $\theta = \text{arc tg}\, \frac{Ac_i}{A_{ci} + B_s}$.

Pentru *protecția surselor de apă* organizate se instituie zone de protecție și perimetrele de restricție sanitară, stabilite în baza unui studiu corespunzător.

4. PROTECȚIA CALITĂȚII APELOR ÎN CADRUL FOLOSINȚELOR

Apele utilizate pentru folosințe organizate se protejează împotriva murdăririi naturale și a murdăririi artificiale.

a) Împotriva murdăririi *naturale* măsurile se iau prin lucrări de ansamblu precum și prin alegerea convenabilă a construcțiilor pentru folosințe sau pentru captările ce vor servi folosințelor.

Măsurile de protecție generală a emisarului sau amplasamentul convenabil pentru folosința respectivă se aleg prin considerarea criteriilor naturale, sociale și economice.

b) Împotriva murdăririi *artificiale* măsurile ce trebuie luate sînt prevăzute de legi și normative.

Proiectarea, executarea și exploatarea lucrărilor de alimentare cu apă și canalizare trebuie făcută în conformitate cu:

— Normativul Sanitar pentru Protecția Instalațiilor 210-57, aprobat prin H.C.M. nr. 769/1957;

— Instrucțiunile privind stabilirea normelor sanitaro-antiepidemice, aprobate prin H.C.M. nr. 541/1960.

Pentru protecția construcțiilor de alimentări cu apă potabilă, aceste normative precizează măsurile necesare a se lua în zona captărilor, aducțiunilor, stațiilor de tratare, rezervoarelor și rețelelor de distribuție. Măsurile se referă la:

— prevederi constructive, precum înălțarea coloanelor puțurilor peste nivelul de murdărire, cu asigurarea de 1%;

— amplasamentul construcțiilor față de zonele locuite;

— amplasarea în plan și în profil a rețelelor de apă, față de cele de canalizare;

— impermeabilizarea împotriva infiltrațiilor apelor subterane și de suprafață;

— întreruperea unor comunicații directe între ape potabile și alte ape nepotabile etc.

Pentru protecția surselor *iazurilor piscicole* se prevăd măsurile indicate în STAS E 4706-66.

Pentru protecția apelor din *canalele pentru irigații* trebuie luate măsuri în vederea menținerii calităților indicate în STAS E 4706-66 pentru ape de categoria III și îndeosebi interzicerea vărsării apelor cu țiței în proporție mai mare de 0,1 mg/dm^3 și celor ce conțin substanțe nocive pentru plantele ce se alimentează prin respectivele construcții.

BIBLIOGRAFIE

1. Albinet, M. *La pollution des eaux souterraines. Bureau des recherches géologiques et minières.* Paris, 1963.
2. Bieske, E. *Handbuch des Brunnenbaus.* München, Verlag H. Schmidt, 1965.
3. Blitz, E. *Epurarea apelor uzate menajere și orășenești.* București, Editura tehnică, 1966.
4. Carafoli, E., Oroveanu, T. *Mecanica fluidelor. Vol. I și II.* București, Editura Academiei Republicii Socialiste România, 1952, 1955.
5. Chiriac, V. *Instalații pentru epurarea apelor reziduale.* București, Editat de fostul Comitet de Stat al Apelor, 1966.
6. Cioc, D., Trofin, P. *Determinarea mărimii perimetrului de regim sever al zonelor de protecție sanitară la captările de apă subterană.* Studiu al Institutului de Construcții, București, 1956; v. și revista Hidrotehnica, nr. 1, 2, 3, 1956.
7. Fair, M. G., Geyer, C.J. *Wasserversorgung und Abwasserbeseitigung.* München, Verlag R. Oldenbourg, 1962.
8. Ubell, K. *Grundwasserbeobachtungsdienst, Erforschung des Grundwasserhaushaltes und Grundwasserkartierung.* Regensburg, Deutsche Gewässerkundliche Tagung, 1966.

SECȚIUNEA VII

CALCULE ECONOMICE ÎN HIDROTEHNICĂ

Ing. **M. Stăneulescu,** Ing. **A. Filotti,** Conf. dr. ing. **A. Nissim**
Ing. **N. Petrescu,** Ing. **S. Bogdan**

CUPRINS

1. *Introducere* (*Ing. A. Filotti, Conf. dr. ing. A. Nissim* şi *Ing. M. Stănculescu*) 464
2. *Date economice de bază* (*Ing. M. Stănculescu şi Conf. dr. ing. A. Nissim*) . . 466
   2.1. Generalităţi 466
   2.2. Investiţii de deviz şi de calcul 467
   2.3. Cheltueli anuale de deviz şi de calcul 470
   2.4. Venituri brute anuale de deviz şi de calcul 472
   2.5. Venituri nete anuale de deviz şi de calcul 473
3. *Indicatori ai eficienţei economice* (*Ing. M. Stănculescu şi Ing. A. Filotti*) . . . 474
   3.1. Generalităţi. Categorii 474
   3.2. Indicatori sintetici 474
   3.3. Indicatori analitici 504
   3.4. Concluzii asupra metodelor de calcul a eficienţei economice 505
4. *Eficienţa economică a sistemelor cu folosinţe multiple, Repartiţia pe beneficiari a costurilor* (*Ing. A. Filotti* şi *Ing. M. Stănculescu*) 506
   4.1. Generalităţi 506
   4.2. Metoda repartizării costurilor proporţional cu un parametru fizic 507
   4.3. Metoda repartizării costurilor proporţional cu investiţia limită . . . 508
   4.4. Repartiţia costurilor pe grupe de folosinţe cu grade de necesitate diferite 510
5. *Utilizarea indicatorilor sintetici ai eficienţei economice* (*Ing. M. Stănculescu şi Ing. A. Filotti*). 511
   5.1. Generalităţi 511
   5.2. Serierea economică a posibilităţilor tehnice de valorificare a resurselor (Ing. M. Stănculescu şi Ing. A. Filotti) 511
   5.3. Calcule de optimizare (Ing. A. Filotti şi Ing. N. Petrescu) 512
6. *Particularităţile calculelor economice în specificul diferitelor folosinţe ale lucrărilor de gospodărire a apelor şi hidrotehnice* (Ing. N. Petrescu, Ing. S. Bogdan şi Ing. A. Filotti) 517
   6.1. Particularităţile calculului eficienţei economice a lucrărilor de hidroamelioraţii şi îmbunătăţiri funciare (Ing. N. Petrescu) 517
   6.2. Particularităţile calculului economic pentru lucrările hidroenergetice (Ing. S. Bogdan). 519
   6.3. Particularităţile calculelor economice ale amenajărilor piscicole (Ing. A. Filotti) 520
7. *Tendinţe moderne în calculele economice* (*Ing. A. Filotti, Conf. dr. Ing. A. Nissim şi Ing. M. Stănculescu*) 520

Bibliografie 522

1. INTRODUCERE

Calculele economice, care se efectuează în legătură cu proiectarea, realizarea şi exploatarea lucrărilor hidrotehnice şi în particular a lucrărilor de gospodărire a apelor, prezintă aspecte şi dificultăţi de rezolvare deosebite, determinate de complexitatea şi exploatarea acestora şi a efectelor lor. Realizarea acestor lucrări are adesea un rol determinant în dezvoltarea multilaterală a ansamblului ramurilor social economice dintr-o regiune.

În calculele economice necesare stabilirii soluţiilor pentru lucrările hidrotehnice şi de gospodărire a apelor este necesar să se aibe în vedere coordonarea satisfacerii cerinţelor folosinţelor deservite, în raport cu gradul de necesitate, importanţa şi eficienţa acestora, astfel încît să se asigure în perspectivă valorificarea integrală, intensivă şi cu ontinuitate a resurselor de apă şi a terenurilor afectate de acţiunile distructive ale apelor.

Determinarea efectelor economice sau sociale, pentru fiecare folosinţă, constituie o problemă dificilă, deoarece, pe de o parte, efectele directe şi indirecte sociale şi adesea chiar economice nu pot fi exprimate sub formă bănească, iar pe de altă parte, însăşi valoarea lucrărilor hidrotehnice şi adesea chiar previziunea lor este dificilă. Se adaugă caracterul aleatoriu al regimului de curgere a apelor şi deci al intervenţiei efective a lucrărilor în cauză, precum şi realizarea în timp mai mult sau mai puţin îndelungat atît a lucrărilor cît şi a folosinţelor deservite, ceea ce sporeşte dificultăţile în efectuarea calculelor economice.

Modul de efectuare a calculelor economice care se prezintă în cadrul acestei secţiuni este specific şi are ca scop creerea unei baze comune în analiza tehnico-economică a lucrărilor de amenajare a apelor, în scopuri multiple. Pentru rezolvarea problemelor economice privind lucrările hidrotehnice care deservesc o singură folosinţă (hidroenergia, alimentări cu apă, irigaţii etc.) se dau unele indicaţii sumare, dar, în general prevederile acestei secţiuni urmează a se adapta şi completa potrivit instrucţiunilor specifice acestor lucrări.

Elaborarea documentaţiilor tehnico-economice, avînd ca obiect, în totalitate sau parţial, lucrări hidrotehnice (planuri de amenajare a apelor, studii de amplasament şi documentaţii de investiţii) presupune o tratare corelată a aspectelor tehnice cu cele economice şi sociale, corespunzător complexităţii acestor lucrări.

Analiza aspectelor economice se referă în special la studiul condiţiilor şi consecinţelor economice ale realizării şi exploatării lucrărilor, precum şi la fundamentarea economică a realizării lor la capacitatea, în soluţiile funcţionale şi constructive şi în condiţiile de exploatare propuse.

Obiectivele principale ale calculelor economice pot fi grupate după cum urmează :

— evaluarea datelor economice de bază, care definesc economic noua capacitate de producţie sau de deservire care se crează (delimitarea şi evaluarea investiţiilor, cheltuelilor anuale, veniturilor şi în general a producţiilor anuale etc) ;

— determinarea indicatorilor sintetici şi analitici ai eficienţei economice şi analiza pe baza acestor indicatori, a oportunităţii realizării amenajărilor şi lucrărilor în variantele propuse;

— determinarea parametrilor economici ai ansamblului lucrărilor şi ai diferitelor obiecte ale acestora;

— determinarea condiţiilor optime economice de exploatare pe etapele de dezvoltare a folosinţelor deservite.

Ponderea diferitelor categorii de calcule economice grupate pe obiectivele de ma înainte, este diferită în cadrul documentaţiilor tehnico-economice în funcţie de scopul lor

Metodele şi formulele pentru analiza problemelor economice specifice lucrărilor hidrotehnice, prezentate în această secţiune, reprezintă precizarea şi sistematizarea conceptiilor actuale aplicate în practica analizei economice a unor asemenea lucrări Ele sînt susceptibile de îmbunătăţiri prin considerarea unor aspecte care mai fac încă obiectul unor studii; aceste aspecte sînt prezentate succint în Cap. 7.

2. DATE ECONOMICE DE BAZĂ

2.1. GENERALITĂŢI

Datele economice de bază, care definesc noile capacităţi de producţie şi de deservire create, se referă la valorile consumate pentru realizarea şi exploatarea acestor capacităţi şi la efectele produse prin această exploatare. Noile capacităţi de producţie şi de deservire, reprezentînd creşteri ale capacităţii de producţie şi de deservire ale economiei, în ansamblul ei, evaluarea valorilor consumate şi a efectelor lor se face în condiţiile asigurării în continuare a capacităţilor existente şi efectelor acestora.

Valorile consumate se grupează în două categorii: *investiţii* şi *cheltuieli anuale* care se diferenţiază prin rolul lor în procesul de realizare şi exploatare a noii capacităţi.

Efectele reprezintă totalitatea efectelor produse *direct* sau *indirect* în urma punerii în funcţie a noii capacităţi; în determinarea acestor efecte trebuie să se ţină seama atît de sporurile de producţie sau de condiţiile de deservire cît şi de economiile realizate prîn eliminarea anumitor pagube sau cheltuieli, ca urmare a realizării şi exploatării noii capiacităţi; aceste economii se exprimă fie sub forma de *economii de cheltueli anuale*, fie sub formă de *economii de investiţii de înlocuire*. Efectele produse se exprimă în valori, atunci cînd este posibilă evaluarea lor bănească, sau în *unităţi fizice comparabile*, atunci cînd evaluarea bănească nu este posibilă (în special pentru efectele de deservire socială).

Valorile consumate cît şi efectele produse se definesc în funcţie de scopul folosirii lor:

— c a v a l o r i ş i e f e c t e d e d e v i z, care definesc noua capacitate de producţie şi de deservire în limitele proprii, ca unitate economică şi servesc la stabilirea valorii fondurilor fixe create şi a preţului de cost al producţiei;

— c a v a l o r i ş i e f e c t e d e c a l c u l, care definesc noua capacitate de producţie şi de deservire în cadrul general al economiei, la un nivel comparabil cu alte variante de realizare şi exploatare, şi care se consideră în definirea eficienţei economice a noii capacităţi.

2.2. INVESTIȚIA DE DEVIZ ȘI DE CALCUL

2.2.1. **Investiția de deviz** I_d. 2.2.1.1. *Delimitare — categorii.* Investiția de deviz cuprinde totalitatea cheltuielilor efective necesare pentru concepția și realizarea unei noi capacități de producție sau de deservire și pentru crearea condițiilor inițiale necesare exploatării la nivelul proiectat, a acestei noi capacități, precum și cheltuielile de compensare a capacităților existente, afectate de realizarea obiectului în cauză (despăgubiri pentru capacități desființate total sau parțial, investiții de înlocuire pentru compensarea unor pagube sau cheltuieli anuale suplimentare).

Potrivit legislației în vigoare (H.C.M. nr. 3060/1966), investiția de deviz cuprinde următoarele categorii:

— i n v e s t i ț i a d e b a z ă, reprezentînd totalitatea cheltuielilor inițiale efective referitoare direct la obiectivul care se crează;

— i n v e s t i ț i i l e c o l a t e r a l e, reprezentînd totalitatea cheltuielilor inițiale necesare pentru realizarea obiectivelor exterioare incintei obiectivului studiat, însă legate funcțional de obiectiv și care asigură punerea în funcțiune și exploatarea acestuia.

Investiția de bază și investițiile colaterale constituie împreună investiția de deviz a obiectivului; în cazul în care obiectele din categoria investițiilor colaterale deservesc mai multe obiective ale aceluiași titular sau ale mai multor titulari, în valoarea de investiție de deviz a obiectivului în cauză se cuprinde numai cota parte din investițiile colaterale, care corespunde gradului de deservire a acestuia.

În cadrul lucrărilor hidrotehnice, se încadrează în categoria investițiilor colaterale lucrările de alimentare cu energie electrică, de acces la rețeaua de circulație publică, de regularizări de albii necesare protecției lucrărilor hidrotehnice, de amenajare forestieră cu efecte directe și imediate necesare protecției lucrărilor hidrotehnice etc.

Pe lîngă aceste categorii de investiții, legislația în vigoare evidențiază următoarele categorii:

a) *I n v e s t i ț i i l e c o n e x e* reprezentînd totalitatea cheltuielilor inițiale pentru creerea de noi capacități de producție și de deservire, în alte ramuri sau sectoare de activitate, care sînt necesare pentru asigurarea condițiilor materiale de funcționare a obiectivului în cauză.

În cazul lucrărilor hidrotehnice, se încadrează,în categoria investițiilor conexe cele referitoare la creșterea capacității de producție pentru alimentarea cu energie electrică (inclusiv dezvoltarea rețelei electrice), la creșterea capacității de transport a rețelei de drumuri publice, la lucrările de amenajare forestieră cu efecte indirecte și în timp asupra protecției lucrărilor hidrotehnice și regimului de curgere a apelor amenajate etc., necesare pentru asigurarea funcționării obiectivului în cauză.

b) *I n v e s t i ț i i l e s o c i a l c u l t u r a l e*, reprezentînd cheltuielile inițiale pentru realizarea condițiilor de cazare și de viață socială și culturală a personalului de exploatare. Investițiile conexe și social culturale nu se cuprind în investiția de deviz, ci se evaluează și se evidențiază separat.

2.2.1.2. *Devizul general.* Investiția de deviz a obiectivului în cauză se prezintă în cadrul primei faze de proiectare (studiul tehnico-economic S.T.E., defalcată pe categorii de cheltuieli și obiecte componente, în cadrul devizului general al investiției (v. anexa 1).

Cu privire la modul de evaluare a categoriilor de cheltuieli din devizul general și la modul de întocmire a acestuia se fac următoarele precizări:

a) La evaluarea exproprierilor, despăgubirilor, strămutărilor și demolărilor, se cuprind și toate cheltuielile inițiale necesare, pentru înlocuirea capacităților de producție și de deservire și a efectelor lor economice și sociale existente și afectate de realizarea și exploatarea obiectivului în cauză, inclusiv valorile exproprierilor. În cazul în care în pro-

iect au fost înscrise soluții de înlocuire cu capacități mai mari decît capacitățile ce urmează a se înlocui, se vor reține în cadrul investițiilor de deviz numai valorile corespunzătoare capacităților ce urmează a se înlocui.

În cadrul despăgubirilor se cuprind și cheltuielile pentru compensarea pierderilor temporare de producție rezultate fie din scoaterea temporară din circuitul productiv a unor terenuri, fie din restricții temporare impuse unor capacități de producție sau de deservire existente, pe durata de execuție a lucrărilor în cauză.

b) Modul de evaluare a cheltuielilor și lucrărilor pentru organizarea execuției lucrărilor de construcții-montaj este stabilit prin acte normative republicane [2 și 3].

În lucrările de organizare nu se cuprind următoarele categorii de lucrări temporare :

—lucrările de deviere a apelor și de apărare a lucrărilor de bază împotriva apelor mari, în diferite faze de execuție ;

—lucrările și instalațiile fixe temporare necesare pentru montarea și demontarea utilajelor de construcție, al căror cost de realizare și exploatare face parte din costurile aferente utilajelor de construcție respective ;

—lucrările de organizare a secțiilor anexe execuției lucrărilor de bază (balastiere, cariere, stații de sortare, ateliere de confecții și prefabricate etc.) ale căror costuri de realizare și exploatare se includ în costurile de deviz ale produselor respective, în măsura în care costurile acestor produse locale sînt prinse în deviz la prețurile de revenire rezultate din aceste activități anexe.

c) În general, la lucrările hidrotehnice, valoarea devizului general pe obiecte și capitole de cheltuieli se stabilește pe bază de indici determinați din proiectele de execuție ale unor lucrări asemănătoare, precum și pe bază de proiecte tip, refolosibile, prețuri plafon, prețuri curente, cataloage de prețuri, prețuri contractuale pentru utilajele din import.

Pentru lucrările importante : acumulări, canale de derivație, la care prețurile unitare de deviz sînt sensibil influențate de condițiile locale de teren și de dotare-organizare a execuției, valoarea principalelor categorii de lucrări și obiecte este necesar să se stabilească pe bază de cantități și prețuri unitare de deviz analizate potrivit dotării cu utilaje și proceselor tehnologice preconizate. Aceeași atenție trebuie acordată prețurilor unitare ale produselor de balastieră și ale altor produse anexe locale, în vederea considerării încă de la faza S.T.E. a eventualelor diferențe în plus față de prețurile unitare medii sau plafon normate.

c) Devizul general, privind dezvoltările de lucrări hidrotehnice va cuprinde și valoarea reparațiilor capitale care se execută concomitent.

În cazul elaborării S.T.E. în etape, în devizul general al etapei în cauză se vor cuprinde toate cheltuielile inițiale pentru asigurarea punerii în funcțiune a etapei respective, la capacitatea preconizată, precum și cheltuielile inițiale care să permită realizarea ulterioară, în condiții tehnico-economice optime, a dezvoltării etapelor următoare.

2.2.1.3. *Devize de execuție.* Devizele de execuție fac parte ca piese economice din proiectele de execuție și se elaborează pe categorii de lucrări, pentru fiecare obiect component al obiectivului și pentru fiecare categorie și subcategorie de cheltuieli din devizul general.

Prin obiect se înțelege o construcție distinctă, delimitată spațial și caracterizată printr-o destinație funcțională bine determinată. La stabilirea obiectelor se va avea în vedere nomenclatura clasificării fondurilor fixe, conform actelor normative în vigoare.

Prin categorii de lucrări de construcții-montaj se înțeleg acele lucrări din cadrul unui obiect, care au același specific de execuție și care sînt cuprinse, în general, în același indicator de norme de deviz.

Devizele de execuție stau la baza decontării lucrărilor de construcții-montaj și a cheltuielilor financiare efectuate pentru realizarea noii capacități și creerea condițiilor

de dare în exploatare la parametrii tehnico-economici aprobați; devizele cuprind toate cheltuielile necesare execuției fizice a lucrărilor evaluate pe baza cantităților de lucrări, consumurilor specifice, prețurilor unitare normate sau evaluate și a unor cote procentuale, stabilite prin acte normative.

Cantitățile de lucrări se determină în antemăsurători, pe baza proiectelor de execuție ale fiecărui obiect în parte. Antemăsurătorile se efectuează pe articole de deviz.

Consumurile specifice de materiale, manoperă și utilaj sînt normate în cadrul normelor de deviz înscrise în „Indicatoarele de deviz" elaborate pe specifice de lucrări, care sînt republicane sau departamentale.

Pe baza prețurilor unitare aprobate sînt elaborate cataloage de prețuri unitare pe articole de deviz, corespunzătoare indicatoarelor de deviz. Pentru articolele de lucrări care se execută în condiții locale speciale de lucru, prețurile unitare de deviz se evaluează pe baza unor analize speciale de preț. Aceste analize prezintă o importanță deosebită pentru evaluarea justă a lucrărilor hidrotehnice, al căror cost este condiționat în mare măsură de condițiile locale, de dotarea complexă cu utilaje de construcții-montaj și de succesiunea obligată în timp, a execuției fazelor de construcție.

Modul de elaborare a devizelor de execuție pe categorii de lucrări precum și a elementelor intermediare de evaluare a diferitelor categorii de cheltuieli sînt reglementate prin acte normative [4, 5 și 6].

2.2.2. **Investiția de calcul** *I*. Investiția de calcul cuprinde investiția de bază, cota parte a investițiilor colaterale și conexe, corectate cu investițiile suplimentare sau cu economiile de investiții care rezultă pentru obiectivele existente și prevăzute afectate de obiectivul în cauză, în condițiile menținerii capacităților acestora. Astfel, investiția de calcul reflectă efortul de investiție total, rezultant la nivelul economiei naționale, pentru noua capacitate.

În condițiile de comparare a mai multor variante, condiția de bază a comparări fiind paritatea efectelor economice și sociale ale acestora, investițiile de calcul cuprind și investițiile de compensare a diferențelor între variante ale acestor efecte (*investițiile de echivalare* a efectelor economice și sociale)

În aceste condiții investiția de calcul cuprinde investițiile de deviz, definite ca la pct. 2.2.1, la care se adaugă sau se scad următoarele categorii de investiții:

a) Se adaugă la valoarea investițiilor de deviz:

— investiția echivalentă (economic) a veniturilor nete pierdute prin scoaterea temporară sau definitivă din circuitul productiv, datorită realizării și exploatării obiectivului în cauză, a terenurilor productive, atît proprietate colectivă sau particulară cît și a celor proprietate de stat (v. Cap. 3);

— sporurile de investiție impuse prin crearea și exploatarea obiectivului în cauză unor obiective prevăzute și nerealizate încă, în măsura în care aceste sporuri nu au fost prinse în investițiile de deviz ale acestor obiective.

Aceste sporuri de investiție nu se vor considera, în cadrul investițiilor de calcul, în cazurile în care obiectivul în cauză reprezintă o lucrare de gospodărire a apelor (acumulare sau derivație) și în măsura în care ele sînt provocate de conservarea amprizei unei astfel de lucrări. În aceste cazuri, realizarea tuturor obiectivelor viitoare va trebui să țină seama de caracterul rezervat al amprizelor lucrărilor de gospodărire a apelor, care condiționează valorificarea integrală necesară a resurselor de apă.

Exemplu: un drum cu două fire de circulație, ocolind o acumulare propusă, este soluția de înlocuire a drumului existent pe firul văii, cu un singur fir de circulație. În investiția de calcul se cuprinde numai investiția aferentă capacității și condițiilor economice oferite de drumul înlocuit și nu se cuprind sporurile de investiție necesare pe noul traseu față de traseul din vale, pentru extinderea capacității de transport prin două fire de circulație.

— investițiile de echivalare, normate sau nu, a efectelor economice și sociale ale variantelor comparate;

— valoarea variațiilor anuale ale mijloacelor circulante din momentul dării în exploatare a obiectivului.

b) Se diminuează investițiile de deviz cu:

— despăgubirile efective de expropriere pentru terenurile productive proprietate colectivă sau particulară scoase definitiv din circuitul productiv, prin realizarea și exploatarea obiectivului în cauză;

— despăgubirile pentru terenurile productive proprietate colectivă sau particulară, scoase temporar din circuitul productiv, pînă la redarea lor în acest circuit;

— cota de investiție care se va economisi, față de situația dinainte de crearea obiectivului în cauză pentru realizarea unor alte obiective prevăzute și nerealizate încă;

Exemplu: în cazul unei acumulări se va diminua investiția de calcul cu cota de investiție care s-ar economisi la realizarea îndiguirilor prevăzute și nerealizate încă în aval, ca urmare a efectelor de atenuare a apelor mari.

— cota de investiție rezultată din amortizarea fondurilor fixe existente și desafectate ca urmare a realizării și exploatării obiectivului în cauză;

Exemplu: o acumulare propusă inundă o fabrică amortizată 40%; investiția de calcul determinată, în baza investiției de înlocuire a acestei fabrici, se diminuează cu valoarea amortizată a acestei fabrici.

— valoarea reziduală (recuperări de materiale valorificabile) a fondurilor fixe, care se desafectează și demolează ca urmare a realizării și exploatării obiectivului în cauză.

Considerarea sub forma investițiilor suplimentare sau a economiilor de investiție, ca mai înainte, a influențelor obiectivului în cauză, asupra capacităților existente sau asupra condițiilor de realizare a unor alte obiective prevăzute dar nerealizate încă, se limitează la cele directe, certe și mai însemnate.

Investiția de calcul, astfel evaluată, se consideră repartizată pe tranșe anuale și etape, așa cum rezultă din programul de realizare și dezvoltare pe etape a obiectivului în cauză precum și din dezvoltarea în timp a influențelor pozitive și negative scontate și a echivalărilor relevate.

2.3. CHELTUIELI ANUALE DE DEVIZ ȘI DE CALCUL

2.3.1. **Cheltuieli anuale de deviz** C_d. Cheltuielile anuale de deviz reprezintă totalitatea cheltuielilor anuale necesare pentru valorificarea investiției de deviz, prin efectele economice și sociale produse de exploatarea obiectivului în cauză, în stadiul considerat al acestora.

Scopul principal pentru care se determină cheltuielile anuale de deviz este antecalcularea prețului de cost al produselor sau prestațiilor produse prin exploatarea fondului fix creat.

Cheltuielile anuale ale lucrărilor hidrotehnice se împart în următoarele categorii:

— cotele de amortisment și reparații capitale;

— cotele de reparații curente și întreținere;

— cheltuielile pentru materii prime, materiale de producție și exploatare (inclusiv combustibili, lubrifianți, energie electrică etc.);

— cheltuielile pentru salariile personalului de exploatare;

— cheltuielile de transport ale produselor pînă la punctele de livrare;

— cheltuielile generale ale unității de exploatare;

— cheltuielile de desfacere a produselor şi de efectuare a prestaţiilor (dacă este cazul).

Cheltuielile anuale de deviz se determină pe baza actelor normative în vigoare [18], trebuind să fie efectuate antecalculaţii după nomenclatura tip a cheltuielilor de producţie pe articole de calculaţie. Modelele antecalculaţiilor, împreună cu indicaţiile concrete de întocmire, sînt elaborate în cadrul unor instrucţiuni metodologice, pentru fiecare ramură economică.

Cotele de amortisment şi reparaţii capitale se evaluează conform actelor normative în vigoare [7,8 şi 9] şi se exprimă în procente din valoarea investiţiei de deviz, plecînd de la procente distincte pentru categorii de obiecte, conform clasificării fondurilor fixe [1])

Cotele de întreţinere şi reparaţii curente se evaluează în procente din valoarea investiţiei plecînd, de asemenea, de la procente distincte, pentru categorii de obiecte, conform clasificării fondurilor fixe şi cuprind toate categoriile de cheltueli necesare efectuării lor (materiale, manoperă, utilaj, cheltueli indirecte).

Cheltuielile pentru materii prime, materiale de producţie şi exploatare, cheltuielile de transport şi de desfacere a produselor sau de efectuare a prestaţiilor, se evaluează corespunzător prevederilor proiectului.

Cheltuielile pentru salariile personalului de exploatare şi cheltuielile generale ale unităţii de exploatare se evaluează corespunzător prevederilor proiectului, în concordanţă cu dezvoltarea unităţii de exploatare.

2.3.2. **Cheltuieli anuale de calcul** *C.* Cheltuielile anuale de calcul cuprind cheltuielile de bază, cota parte a cheltuielilor anuale colaterale şi conexe, care condiţionează obiectivul în cauză, la nivelul capacităţii care se crează, corectate cu cheltuielile anuale suplimentare sau cu economiile de cheltuieli anuale ce rezultă pentru obiectivele existente şi prevăzute, afectate de obiectivul în cauză, în condiţiile menţinerii capacităţilor acestora. Prin aceasta este reflectat efortul de cheltuieli anuale total, la nivelul economiei naţionale, privind exploatarea noii capacităţi.

În condiţiile de comparare a mai multor variante, ca şi în cazul investiţiilor de calcul, cheltuielile anuale de calcul cuprind şi cheltuielile anuale de compensare a diferenţelor între variante ale acestor efecte (cheltuieli anuale de echivalare a efectelor economice şi sociale).

În aceste condiţii cheltuielile anuale de calcul cuprind cheltuielile anuale de deviz, definite ca la pct. 2.3.1, la care se adaugă sau se scad următoarele categorii de cheltueli anuale :

a) se adaugă la cheltuielile anuale de deviz :

— cota de cheltuieli anuale aferente investiţiilor ce se adaugă la investiţiile de deviz, în cadrul operaţiilor de determinare a investiţiei de calcul, potrivit punctului 2.2.2.a ;

— majorările de cheltuieli anuale, în exploatarea unor obiecte existente sau prevăzute dar nerealizate încă, în măsura în care aceste cheltuieli anuale suplimentare nu au fost prinse în cheltuielile anuale de deviz ale obiectivului în cauză ;

— cota de cheltuieli anuale de calcul aferentă soluţiilor de echivalare a efectelor între variantele comparate.

---

[1]). În cuprinsul materialului s-a considerat că prin cota de amortisment se realizează economic (pe durata de existenţă normată) numai reintregirea valorii de investiţii, indiferent de considerarea sau nu a participării la reproducţia lărgită a vărsămintelor pentru amortismente. Această ipoteză corespunde ideii că în condiţiile participării la reproducţia lărgită a acestor vărsăminte, calculate conform legislaţiei în vigoare, valorile economice suplimentare ce se obţin peste valoarea de reintregire a investiţiei constituie rezerve ce nu intră în calculele de eficienţă economică.

În ipoteza în care aceste valori suplimentare intră în mod normal în circuitul economic, apare necesitatea unor corecţii care să ţină seama de reproducţia lărgită a cotelor de amortisment.

b) Se diminuează cheltuielile anuale de calcul cu :

— cota de cheltuieli anuale aferente investițiilor care se scad din investițiile de deviz în cadrul operațiilor de determinare a investiției de calcul (v. pct. 2.2.2. b);

— reducerile de cheltuieli anuale în exploatarea unor obiecte existente sau prevăzute și nerealizate încă, în măsura în care aceste reduceri de cheltuieli nu au fost operate în cheltuielile anuale de deviz ale obiectivului în cauză.

Exemplu : prin crearea unei acumulări se micșorează înălțimea medie de pompare la un sistem de alimentare cu apă prevăzut dar nerealizat încă ; cheltuielile anuale de calcul ale acumulării se diminuează cu economia rezultată pentru exploatarea sistemului de alimentare cu apă.

În cazurile în care obiectivul în cauză reprezintă o lucrare de gospodărire a apelor acumulare sau derivație, aceste sporuri sau reduceri nu se consideră dacă sînt legate de conservarea amprizei acestei lucrări.

2.4. VENITURI BRUTE ANUALE DE DEVIZ ȘI DE CALCUL

2.4.1. **Venituri brute și producții anuale de deviz** V_{bd} *și* P_d. Veniturile brute anuale de deviz reprezintă valoarea producției anuale realizată prin exploatarea obiectivului în cauză, evaluată sub forma bănească pe baza volumului anual al producției și prețurilor legale ale produselor.

Din cadrul lucrărilor hidrotehnice în stadiul actual pot fi evaluate veniturile brute anuale numai pentru lucrările hidroameliorative, amenajările piscicole și amenajările stuficole.

Pentru amenajările hidroenergetice, deși au venituri brute anuale, rezultate din producțiile anuale de energie și tarifele de livrare a energiei, nu s-a folosit pînă în prezent în calculele economice, venitul brut anual.

În ceea ce privește celelalte lucrări hidrotehnice (acumulări, derivații alimentări cu apă, canalizări, regularizări și consolidări de albii etc. pînă în prezent efectele lor avînd caracter de deservire (prestații), nu au fost evaluate sub formă bănească. În etapa actuală este în curs studierea în vederea introducerii, pentru aceste lucrări de tarife și taxe, pe baza cărora să se evalueze efectele lor, în scopul încasării de la folosințele deservite a contravalorii lor.

Ca urmare, în cele ce urmează se consideră că pentru lucrările cu caracter de deservire (prestații) menționate, veniturile brute anuale nu pot fi determinate valoric.

Producțiile și prestațiile anuale se împart în următoarele categorii :

— principale, care determină realizarea lucrării studiate ;

— secundare, care pot fi asigurate prin realizarea lucrării dar care nu sînt determinate pentru angajarea acesteia ;

— auxiliare, care valorifică anumite posibilități ale lucrării nelegate de rolul funcțional al acesteia ; de asemenea, în această categorie se încadrează și producțiile sau prestațiile rezultate în urma valorificării unor deșeuri rezultate din exploatarea obiectivului în cauză.

Exemplu : în cazul unei acumulări necesară pentru asigurarea alimentărilor cu apă ale unor industrii și ale unor sisteme de irigație, aceste prestații reprezintă *prestații principale.* Dacă prin realizarea acumulării se asigură și o atenuare a undelor de viitură și posibilitatea de utilizare piscicolă intensivă a luciului de apă, fără ca aceste obiective să fie determinante pentru angajarea lucrărilor, combaterea inundațiilor constituie o *prestație secundară,* iar producția piscicolă o *producție secundară.*

În cazul acumulărilor se consideră producții auxiliare cele obținute prin valorificarea terenurilor situate în zona de oscilație a nivelului apei în acumulare, cele obținute în zona de protecție a acumulării, care sînt trecute în proprietatea unității de gospodărire a apelor, cele rezultate din exploatarea piscicolă extensivă (inclusiv pescuitul sportiv) al acumulării ; similar se consideră *prestații auxiliare* cele legate de utilizarea pentru sport, odihnă și agrement a lacurilor de acumulare.

Volumul producției și al prestațiilor se determină încă de la faza S.T.E. și se analizează în toate formele premergătoare de studiu (studii de gospodărire a apelor, studii

de amplasament etc.), făcînd parte din indicatorii tehnico-economici de bază ai acestei faze.

Veniturile brute anuale de deviz (sub formă bănească), corespunzătoare producţiilor şi prestaţiilor evaluabile sub formă bănească, se determină prin înmulţirea volumului anual de producţie sau prestaţii (separat pe sortimente), cu preţurile legale ale produselor sau prestaţiilor respective (pentru produse preţurile de achiziţie cu ridicata).

În cazul lucrărilor de combatere a excesului de umiditate şi a inundaţiilor, considerarea în cadrul venitului brut anual a pagubelor eliminate prin aceste lucrări se face, în etapa actuală, convenţional, pe baza valorilor medii anuale ale acestora, fără a se ţine seama de riscul producerii probabile în timp şi de influenţa factorului timp asupra acestor pagube.

Această convenţie nu afectează calculele economice privind eficienţa comparativă a mai multor variante în cazul în care se menţine aceeaşi variaţie în timp a pagubelor probabile pentru toate variantele.

În cazurile în care producţiile şi prestaţiile nu se pot evalua băneşte, efectele anuale de deviz se exprimă în unităţi echivalente comparabile, denumite convenţional producţii anuale de deviz P_d.

2.4.2. **Venituri brute şi producţii anuale de calcul** V_b şi P. Veniturile brute şi producţiile anuale de calcul se determină pe baza veniturilor brute şi producţiilor anuale de deviz la care se adaugă în acest scop :

— influenţa, sub formă de sporuri sau reduceri de venituri brute sau producţii anuale, în exploatarea altor obiective, existente sau prevăzute, dar nerealizate încă, prin realizarea şi exploatarea obiectivului în cauză, în măsura în care aceste influenţe nu au fost prinse în veniturile brute şi producţiile anuale de deviz ;

Exemplu : prin realizarea unei derivaţii, pe lîngă efectele directe ale sistemului în cauză, se obţine şi un spor de producţie de energie într-un sistem energetic situat în aval, care se consideră în cadrul efectelor de calcul ale sistemului propus.

— veniturile brute şi producţiile anuale pentru echivalarea efectelor de calcul între variantele comparate, astfel încît an de an, pe durata de comparaţie, aceste efecte să fie egale între aceste variante (condiţie de bază a comparării lor).

Considerarea sporurilor sau reducerilor de venituri brute sau producţii anuale se face pentru sporurile şi reducerile directe, certe şi mai importante.

Veniturile brute şi producţiile anuale de calcul, astfel evaluate, se consideră cu variaţiile în timp provocate de cauze similare celor care provoacă variaţiile în timp considerate în cazul cheltuielilor anuale de calcul.

2.5. VENITURILE NETE ANUALE DE DEVIZ ŞI DE CALCUL V_{nd} şi V_n

Acestea reprezintă valoarea beneficiilor anuale rezultate din veniturile brute anuale de deviz sau de calcul după deducerea an de an a cheltuielilor anuale de deviz sau de calcul corespunzătoare.

Considerarea lor se face de asemenea cu variaţiile în timp rezultate din variaţiile în timp ale veniturilor brute anuale şi ale cheltuielilor anuale corespunzătoare.

3. INDICATORI AI EFICIENȚEI ECONOMICE

3.1. GENERALITĂȚI. CATEGORII

Oportunitatea economică a realizării unei noi capacități de producție sau de deservire, într-o variantă definită prin documentațiile de investiție, este determinată, în domeniul lucrărilor hidrotehnice, ca și în alte domenii, de eficiența economică favorabilă a acesteia.

Analiza eficienței economice a unei investiții urmărește, după caz, următoarele obiective:

— determinarea oportunității economice a însăși creșterii capacității de producție sau de deservire, considerată ca obiectiv al investiției respective;

— determinarea oportunității economice a alegerii uneia din variante în raport cu alte variante studiate;

— determinarea capacității optime economice a unei investiții;

— serierea economică a unor posibilități tehnice de amenajare (valorificare) a resurselor, în vederea întocmirii rațională a planurilor de dezvoltare în perspectivă a lucrărilor de amenajare respective.

Analiza, cu aceste obiective, a eficienței economice a unei investiții se face pe baza unor indicatori economici; lista și definirea acestor indicatori sînt precizate în acte normative, care nu au caracter limitativ.

Indicatorii economici se împart în două categorii:

— i n d i c a t o r i s i n t e t i c i care reflectă efectele, pe ansamblul economiei naționale, ale realizării și exploatării obiectivului în cauză și reprezintă ca urmare *indicatori de bază*, care justifică crearea noii capacități și alegerea variantei optime;

— i n d i c a t o r i a n a l i t i c i care reflectă anumite aspecte economice și reprezintă ca urmare *indicatori auxiliari*, servind la detalierea rezultatelor analizei economice și putînd fi determinanți în cazurile în care, fie că diferitele variante studiate prezintă indicatori sintetici apropiați, fie că selecționarea variantei optime se faee în condițiile anumitor conjuncturi economice.

În stadiul actual, indicatorii economici necesari analizei eficienței economice a investițiilor, sînt precizați prin acte normative [1], și normativele cadru de conținut elaborate pentru diferite specifice de lucrări.

3.2. INDICATORI SINTETICI

3.2.1. **Elemente preliminare.** 3.2.1.1. *Forme ale eficienței economice.* Obiectivelor analizei eficienței economice a investițiilor, în domeniul lucrărilor hidrotehnice, ca și în celelalte domenii, le corespund forme ale eficienței economice, care determină în special pentru indicatorii sintetici forme particulare corespunzătoare.

Aceste forme ale eficienței economice sînt:

a) E f i c i e n ț a e c o n o m i c ă p r o p r i e (denumită și a b s o l u t ă) a unei investiții, a cărei analiză se efectuează cînd se urmărește determinarea oportunității economice a însăși creșterii capacității de producție sau de prestație în cazurile în care acestea se evaluează bănește (venituri anuale în sensul definițiilor de la Cap.2.).

În domeniul lucrărilor hidrotehnice se încadrează, în stadiul actual, în această formă: lucrările hidroameliorative, de apărare contra apelor mari a terenurilor productive, de amenajare piscicolă etc.

b) Eficiența economică comparativă a unei investiții (denumită și a investiției suplimentare), a cărei analiză se efectuează în cazurile în care:

— se urmărește alegerea variantei optime pentru asigurarea creșterii capacității de producție sau de prestație (creștere de capacitate oricum necesară sau creștere de capacitate a cărei oportunitate se determină pe baza eficienței economice proprii);

— din exploatarea obiectivului care se crează rezultă produse sau prestații, care nu se pot evalua bănește, astfel încît analiza eficienței economice proprii nu este posibilă.

În cazurile în care este posibilă și necesară analiza eficienței economice proprii, forma comparativă apare ca o analiză complementară necesară, în vederea selecționării raționale a variantei optime.

c) Eficiența economică a capacității suplimentare de producție sau de prestație), derivată din formele eficienței economice proprii sau comparative, a cărei analiză urmărește determinarea capacității optime economic a unei investiții.

În domeniul lucrărilor hidrotehnice, această formă se utilizează, de exemplu, pentru (delimitarea extinderii incintelor îndiguite, pentru delimitarea, pe surse, a suprafețelor iriagabile, pentru determinarea capacității unei uzine hidroelectrice etc.

d) Seriei economice a posibilităților tehnice de amenajare a resurselor de apă îi corespund ambele forme ale eficienței economice, proprie și comparativă, după cum din exploatarea amenajărilor respective rezultă sau nu producții evaluabile bănește.

3.2.1.2. *Timpul de recuperare.* Eficiența economică a unei investiții exprimă în final gradul de creștere a productivității muncii sociale și deci de reducere a valorii sociale a produselor, ca urmare a realizării și exploatării obiectivului creat.

Analiza sintetică, în sensul acestei semnificații, a eficienței economice, se face pe baza indicatorului *timp* sau *durată de recuperare*, a cărui expresie rezultă din considerarea condiției generale a eficienței economice, în formele arătate mai înainte, ținînd seama de influența factorului timp.

Timpul de recuperare exprimă gradul de eficiență economică a investiției și în raport cu o bază de comparație denumită *indice de eficiență economică normată*, reprezentînd o caracteristică, variabilă în timp, a sectorului economic sau social, căruia îi aparține investiția în cauză, determină oportunitatea economică a acesteia.

Separat de indicatorul timp de recuperare și rezultînd tot din considerarea condiției generale a eficienței economice, în forma comparativă a acesteia, se utilizează și indicatorul *cheltuieli globale de calcul*, sub cele două forme: *cheltuieli globale anuale de calcul, și cheltuieli globale totale de calcul.* Acest indicator exprimă poziția relativă, sub aspectul eficienței economice, a mai multor variante studiate și servește la selecționarea variantei optime dintre aceste variante.

În literatura de specialitate se recomandă și utilizarea ca indicator a raportului dintre valoarea producției realizate și costurile (investiții plus cheltuieli anuale) necesare realizării acestei producții, în determinarea tuturor valorilor ținîndu-se seama de factorul timp. Acest indicator nu este structural diferit de timpul de recuperare; utilizarea sa prezintă pe de o parte avantaje metodologice iar pe de altă parte exprimă direct relația dintre valorile create și cele consumate.

Paralel cu acești indicatori sintetici, derivați din considerarea condiției generale a eficienței economice, se utilizează indicatorul sintetic denumit tot *durată de recuperare* care însă are semnificația fizică a intervalului de timp în care se recuperează investițiile prin veniturile nete sau economiile de cheltuieli efective. Acest indicator caracterizează

raporturile financiare dintre investiția în cauză și sursele de finanțare pentru realizarea și exploatarea ei.

În baza prevederilor H.C.M. nr. 3060/1966 s-a elaborat de către Comitetul de Stat al Planificării și Ministerul de Finanțe „Instrucțiunea cu privire la modul de determinare a eficienței economice a obiectivelor de investiții în care indicatorul „durata de recuperare a investiției totale" are semnificația unei durate fizice de recuperare efectivă, a investiției [15]. Avînd în vedere în principal investițiile productive din sectorul industrial, instrucțiunea are caracter experimental și prevede în acest scop adaptarea ei condițiilor specifice fiecărei ramuri economice.

3.2.1.3. *Valori echivalente (economic) în timp, transpunerea în timp a valorilor, influența factorului timp asupra valorilor.*

a) Valoarea echivalentă (economic) din anul t_ρ a unei valori ΔU_t produsă sau consumată în anul t, în condițiile reproducției lărgite, cu un indice al eficienței economice normate r, este dată de relația :

$$|\Delta U_t|_{t_\rho} = \Delta U_t \times (1 + r)^{t_\rho - t}. \qquad \text{(VII.1)}$$

Operația definită de relația VII.1 se numește *transpunerea valorii* ΔU_t *din anul* t *în anul* t_ρ *numit an de referință.*

Ea exprimă ideia că orice valoare produsă sau consumată intră sau respectiv iese din circuitul economic și ca urmare se majorează în timp, din momentul producerii sau respectiv consumării ei, prin participarea sau respectiv neparticiparea ei la reproducția lărgită, după regula dobînzii compuse, în care rata dobînzii compuse este indicele normat al eficienței economice (corespunzătoare ratei de reproducție lărgită) adecvat considerat

În relația VII.1 se admite constanța în timp a indicelui r al eficienței economice normate.

b) În cazul unui șir de valori anuale ΔU_{it} astfel încît $U_i = \Sigma\Delta\ U_{it}$, pe baza relației VII.1, se poate determina o valoare echivalentă (economic), în anul t_ρ șirului de valori ΔU_{it}. Această valoare reprezintă suma valorilor transpuse în anul t_ρ a valorilor ΔU_{it} și este dată de relația :

$$|U_i|_{t_\rho} = \Sigma\Delta U_{it} \times (1 + r)^{t_\rho - t}. \qquad \text{(VII.2)}$$

c) Condiția generală de echivalență (economică) a două valori produse sau respectiv consumate în anii t_n și t_m respectiv ΔU_{t_n} și ΔU_{t_m} este dată (pentru anul de referință t_ρ oarecare) de relația :

$$|\Delta U_{tn}|_{t_\rho} = |\Delta U_{t_m}|_{t_\rho}, \qquad \text{(VII.3)}$$

care se exprimă astfel : *pentru ca două valori produse sau respectiv consumate în ani diferiți să fie echivalente (economic) este necesar și suficient ca valorile lor echivalente (economic), într-un an de referință* t_ρ *oarecare, să fie egale.*

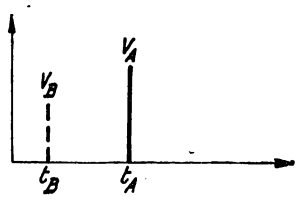
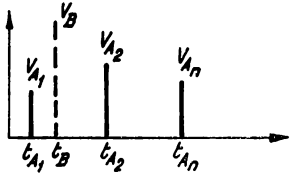
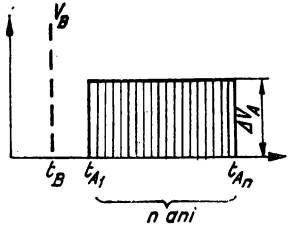
d) În tabelul VII.1 se prezintă sub formă de exemple *determinarea valorilor echivalente economic în diferite cazuri particulare,* care se pot întîlni în practica analizei eficienței economice pe baza indicatorilor sintetici.

3.2.1.4. *Cicluri economice de realizare și valorificare a investițiilor, cicluri economice totale.* Valorile de calcul rezultînd, pentru ansamblul economiei, din realizarea și exploatarea unei investiții, sînt legate între ele în cadrul ciclului economic de realizare și valorificare, prin exploatare, a acesteia, denumit *ciclu economic total* al investiției în cauză.

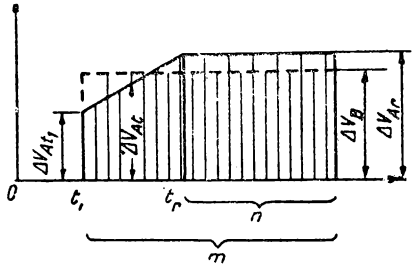
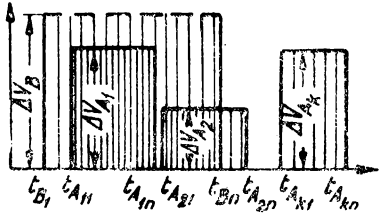
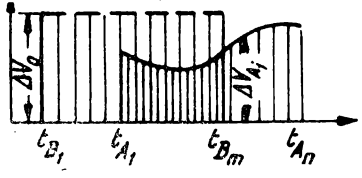
În general, o investiție I se realizează în tranșe anuale ΔI_t și din momentul dării în exploatare t_e cu cheltuieli anuale C_t, rezultă venituri brute anuale V_{bt} sau efecte anuale

Tabelul VII.1

Determinarea valorilor echivalente economice în diferite cazuri particulare

1	Transpunerea unei valori dintr-un an în alt an de referință		$V_B = V_A (1 + r)^{t_B - t_A}$
2	Transpunerea unei succesiuni de valori din diferiți ani într-un an de referință		$V_B = \sum_{i=1}^{i=n} V_{A_i} (1 + r)^{t_B - t_{A_i}}$
3	Transpunerea unui șir de valori constante într-un an de referință		$V_B = \Delta V_A (1 + r)^{t_B - t_{A_1} + 1} \frac{1 - (1 + r)^{-n}}{r}$ În cazul transpunerii în anul anterior șirului : $t_B = t_{A_1} - 1$ $V_B = \Delta V_A \frac{1 - (1 + r)^{-n}}{r}$ În cazul transpunerii în anul anterior șirului, pentru șiruri foarte lungi : $n \to \infty \quad V_B \to \frac{\Delta V_A}{r}$

Tabelul VII.1 (continuare)

4	Echivalarea unui şir de valori constante cu perioadă de tranziţie variabilă liniar cu alt şir de valori constante		$\Delta V_B = \Delta V_{A_r} - \frac{r}{1-(1+r)^{-m}} \times$ $\times \frac{\Delta V_{A_r} - \Delta V_{A_{l_1}}}{m-n} \times$ $\times \left[(m-n+1) \frac{1-(1+r)^{-m+n}}{r} - \sum_{i=1}^{i=m-n} i(1+r)^{-1} \right]$
5	Echivalarea unei succesiuni de şiruri de valori constante pe fiecare şir cu un şir de valori constante		$\Delta V_B = \frac{1}{1-(1+r)^{-m}} \sum_{i=1}^{i=k} \times$ $\times \Delta V_{A_i} (1+r)^{t_{B_1} - t_{Ai_1}} [1-(1+r)^{-ni}]$
6	Echivalarea unui şir de valori variabile cu un şir de valori constante		$\Delta V_B = \frac{r}{1-(1+r)^{-m}} \sum_{i=}^{i=n} \Delta V_{A_i} (1+r)^{t_{B_1} - t_{A_i} - 1}$
			În cazul în care perioada celor două şiruri este identică $\Delta V_B = \frac{r}{1-(1+r)^{-n}} \sum_{i=1}^{i=n} \Delta V_{A_i} (1+r)^{t_{A_1} - t_{A_i} - 1}$

necvaluabile băneşte P_t, care, în general, ca şi cheltuielile anuale, sînt variabile în timp, conducînd astfel, în cazul efectelor evaluabile bănești, la venituri nete anuale V_{nt} de asemenea variabile în timp.

Ciclul economic total al unei investiții se încheie teoretic la sfîrşitul duratei de uzură fizică şi morală (la sfîrşitul duratei normate de exploatare) a obiectului creat prin investiția în cauză; dar, prin amortismente, cuprinse în cheltuielile anuale, pe durata normată de exploatare, se reîntregeşte fondul de investiții consumat, astfel încît se crează premizele economice ale refacerii în continuare a ciclului economic total (aceeaşi capacitate economică sau socială, cu aceleaşi caracteristici tehnico-economice).

Teoretic, la sfîrşitul duratei normate de exploatare se iau în considerare şi *valorile reziduale* ale investiției (valori rezultate din recuperarea elementelor valorificabile ale obiectului în cauză, în ipoteza, de asemenea teoretică, a demolării, pentru refacere, a acestuia). Considerarea acestor valori, în analiza eficienței economice a unei investiții, este necesară numai în cazurile în care cuantumul lor este important în raport cu mărimea investiției în cauză şi durata de exploatare este relativ scurtă (v. tabelul VII. 2, fig. VII.A.).

Notațiile au următoarele semnificații :

$I = \sum_{t=t_1}^{t=t_n} \Delta I_t$ reprezentînd investiția de calcul consumată în tranşe anuale ΔI_t variabile începînd din anul t_1 de începere a realizării investiției proiectate şi pînă în anul t_n anul realizării complete a investiției de calcul;

V_{bt} — venitul brut anual de calcul variabil, evaluat băneşte;

P_t — producția anuală de calcul, variabilă, evaluată în unități comparabile;

C_t — cheltuielile anuale de calcul, variabile;

$V_{nt} = V_{bt} - C_t$ — venitul net anual de calcul, variabil (numai în cazul producțiilor anuale de calcul evaluabile băneşte);

t_e — anul de dare în exploatare parțială sau totală;

t_f — anul final al duratei normate de exploatare;

D_e — durata normată de exploatare:

$$D_e = t_f - t_e + 1;$$

D_c — durata ciclului economic total:

$$D = t_f - t_1 + 1;$$

I_a — valoarea investiției reîntregite prin amortismente la finele duratei normate de exploatare;

R_I — valoarea reziduală.

În fig. VII.A din tabelul VII. 2 se presupune că termenul t_f final de uzură fizică şi morală este acelaşi pentru toate obiectele componente ale obiectivului în cauza. În caz contrar, ciclul economic total al obiectivului se poate imagina ca rezultanta unor cicluri economice totale componente aferente fiecărui obiect cu durate de amortizare distincte.

3.2.2. **Condiția generală a eficienței economice favorabile şi indicatorii sintetici ai eficienței economice.** 3.2.2.1. *Forma eficienței economice proprii (absolută).* Din fig. VII.A se constată că valorile tranşelor anuale de investiție sînt echivalente (economic) cu valoarea I_E definită prin relația (v. pct. 3.2.1.3, b):

$$I_E = |I|_{t_e-1} = \sum_{t=t_1}^{t=t_n} \Delta I_t \times (1 + r)^t e^{-t-1}, \qquad \text{(VII.4)}$$

în care : I_E este investiția de calcul echivalentă (economic) în anul $t_e - 1$, precedent anului de dare în exploatare parțială sau totală t_e, investiției de calcul efective I realizată în tranșe anuale ΔI_t.

Condiția generală a eficienței economice proprii favorabile a investiției I este ca obiectul creat să producă, pe durata normată de exploatare, cel puțin același efect economic (venit net), echivalent economic cu efectul economic normat (venitul net normat) corespunzător investiției echivalente I_E pentru sectorul economic sau categoria de investiție respectivă.

Ținînd seama de modul de stabilire a echivalenței economice a valorilor, introducînd valorile de calcul de mai înainte și indicele normat al eficienței economice r și considerînd ca an de referință anul t_f, această condiție se exprimă prin relația :

$$I_E (1 + r)^{t_f - t_e + 1} - I_E \leqslant R_I + \sum_{t=t_e}^{t=t_f} V_{nt} (1 + r)^{t_f - t}. \qquad \text{(VII.5)}$$

Aceeași condiție a eficienței economice favorabile a investiției I_E se exprimă prin balanța favorabilă a veniturilor și cheltuielilor pe durata ciclului economic total D, dată de relația :

$$I_E (1 + r)^{t_f - t_e + 1} \leqslant Ia + R_I + \sum_{t=t_e}^{t=t_f} V_{nt} (1 + r)^{t_f - t}. \qquad \text{(VII.6)}$$

Din compararea relațiilor (VII.5) și (VII.6) rezultă că, pentru analiza eficienței economice este necesar ca $Ia = I_E$, adică, amortismentele trebuie calculate asupra investiției de calcul echivalente (economic), în anul $t_e - 1$, investiției efective.

Din relația (VII.5) rezultă, prin transformări :

$$T_r = \frac{I_E - R_E}{V_{nE}} \leqslant \frac{1}{r} = T_N, \qquad \text{(VII.7)}$$

în care, pe lîngă notațiile utilizate anterior :

T_r este indicatorul timp de recuperare propriu al investiției I ;

T_N — indicele normat (timp de recuperare) pentru sectorul economic sau categoria de investiție căreia îi aparține investiția în cauză ;

V_{nE} — venitul net anual de calcul constant pe toată durata de exploatare, echivalent economic venitului de calcul efectiv V_{nt} variabil pe această durată :

$$V_{nE} = \frac{r \sum_{t=t_e}^{t=t_f} V_{nt} (1 + r)^{t_e - t - 1}}{1 - (1 + r)^{t_e - t_f - 1}} \; ; \qquad \text{(VII.8)}$$

R_E — valoarea echivalentă în anul $t_e - 1$ a valorii reziduale a investiției după durata de exploatare D_e :

$$R_E = \frac{R_I}{(1 + r)^{t_f - t_e + 1} - 1}. \qquad \text{(VII.9)}$$

În cazul lucrărilor definitive cu durate de exploatare relativ mari, valoarea R_E este mică față de I_E, și, ca urmare, relația (VII.7) se poate scrie sub forma :

$$T_r = \frac{I_E}{V_{nE}} \leqslant \frac{1}{r} = T_N. \qquad \text{(VII.10)}$$

Din relația (VII.10) rezultă că timpul *de recuperare propriu al unei investiții este un indicator egal cu raportul dintre investițiile de calcul echivalente economic, în anul precedent anului de dare în exploatare, investițiilor de calcul efective și veniturile nete anuale de calcul constante pe durata de exploatare, echivalente economic veniturilor nete anuale de calcul efective*; acest indicator reprezintă intensitatea medie de valorificare a investiției echivalente prin veniturile nete anuale. Deși dimensional indicatorul constituie un timp, acestui timp nu i se poate conferi o semnificație fizică reală.

Condiția eficienței proprii favorabile pe baza acestui indicator este ca timpul de recuperare propriu al investiției să fie mai mic decît timpul de recuperare normat corespunzător sectorului economic sau categoriei de investiție căreia îi aparține investiția în cauză.

În cazul în care pentru aprecierea eficienței economice se utilizează ca indicator raportul dintre valoarea producției (veniturile brute) și costuri $R_{v/c}$, pentru deducerea relației corespunzătoare se pornește de la relația (VII.10) utilizîndu-se înlocuirea :

$$V_{nE} = V_{bE} - C_E, \qquad \text{(VII.11)}$$

unde pentru trecerea de la valorile anuale variabile ale veniturilor brute V_{bt} și ale cheltuielilor anuale C_t la valorile constante echivalente economic V_{bE} și C_E se introduc relații similare relației (VII.8).

Pentru ca investiția I_E să fie eficientă economic este necesar ca :

$$R_{v/c} = \frac{\frac{1}{r} V_{bE} + R_E}{I_E + \frac{1}{r} C_E} \geqslant 1. \qquad \text{(VII.12)}$$

Utilizarea acestui indicator prezintă avantajul pe de o parte de a evita confuziile care se crează între timpul de recuperare ca intensitate de valorificare și durata fizică de recuperare, iar pe de altă parte de a putea constitui un criteriu cantitativ corect de seriere economică, pe cînd timpul de recuperare permite numai serieri indicative.

Utilizarea relațiilor (VII.10) sau (VII.12) implică calcularea în prealabil a elementelor de bază care intervin în aceste relații după formulele (VII.4), (VII.8) și (VII.9). În cazul general aceste calcule sînt laborioase ; în anumite cazuri particulare însă, aceste relații de calcul se simplifică simțitor. În tabelul VII.2 sînt indicate cazurile particulare care se întîlnesc cel mai frecvent în gospodărirea apelor sau în construcțiile hidrotehnice precum și relațiile simplificatoare pentru elementele de bază din formulele (VII.10) sau (VII.12). Cazurile practice analizate sînt :

a) Ciclul cu exploatare de regim și perioadă inițială de tranziție (tabelul VII.2 fig. VII.B). Un asemenea ciclu corespunde unei părți însemnate a cazurilor întîlnite în domeniul gospodăririi apelor și al lucrărilor hidrotehnice. Astfel, în cazul lucrărilor de valorificare a resurselor de apă, de alimen-

I. Cazurile particulare în gospodărirea apelor sau în construcțiile

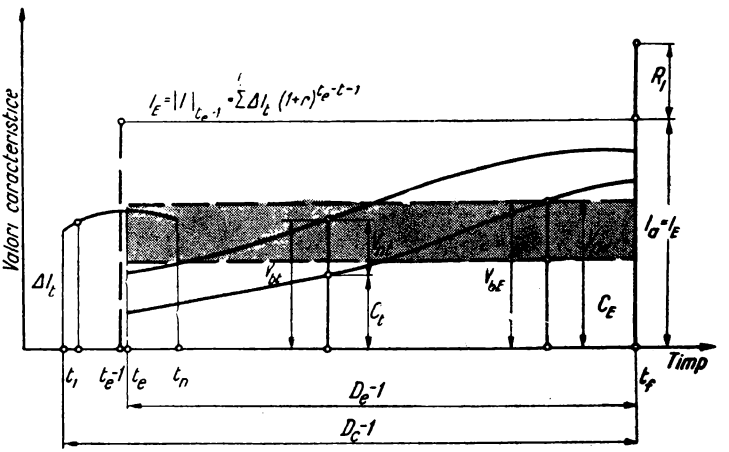
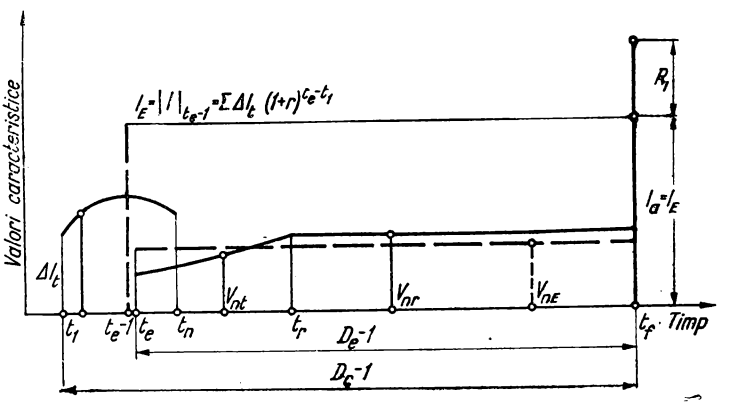
Nr. crt.	Cazul	Figura
1	Cazul general	
2	Ciclul cu exploatare de regim și pe; rioadă inițială de tranziție	

Fig. VII. A

Fig. VII. B

Tabelul VII.2

hidrotehnice și relațiile simplificatoare de calcul

Relațiile de calcu	Observații
$I_E = \sum_{t=t_1}^{t=t_n} I_t(1+r)^{t_e-t-1}$; $R_E = \frac{R_I}{(1+r)^{t_f-t_e+1}}$ $V_{nE} = \frac{r\sum_{t=t_e}^{t=t_f} V_{nt}\,(1+r)^{t_e-t-1}}{1-(1+r)^{t_e-t_f-1}}$	–
I_E (v. pct. 1) $R_E = 0$ (neglijabil) $V_{nE} = \frac{1}{1-(1+r)^{t_e-t_f-1}}\left\{ r\sum_{t=t_e}^{t=t_r-1} V_{nt}\,(1+r)^{t_e-t-1} + \right.$ $\left. + V_{nr}\,(1+r)^{t_e-t_r}\,[1-(1+r)^{t_r-t_f-1}]\right\}$	–

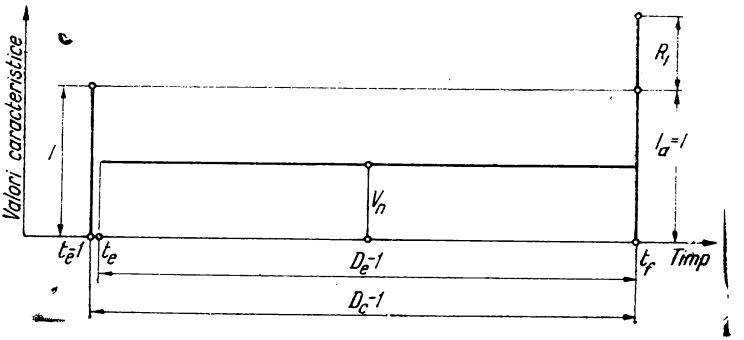
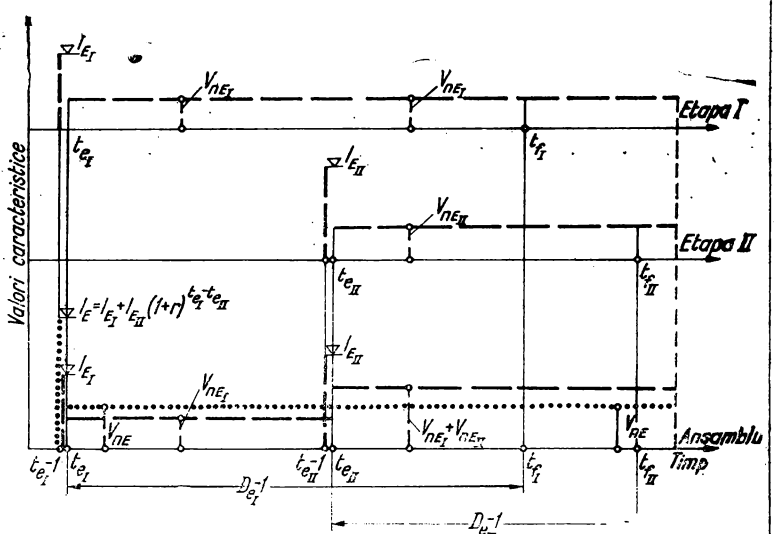
Nr. crt.	Cazul	Figura
3	Ciclul de exploatare de regim fără perioadă de tranziție cu investiția realizată într-un singur an (anul precedent anului dării în exploatare)	
4	Ciclul cu investiții realizate în N etape	

Fig. VII.C

Fig. VII.D

Tabelul VII.2 (continuare)

Relațiile de calcul	Observații
$I_E = I$; $R_E = 0$ (neglijabil) ; $V_{nE} = V_n$	–
Pentru o etapă oarecare se aplică, după caz, formulele de la punctele 1, 2 sau 3, introducîndu-se valorile investițiilor și veniturile nete aferente etapei respective. Pentru ansamblul a N etape se aplică formulele de la punctul 1 pe întreaga perioadă de existență a tuturor etapelor de realizare	Figura pentru două etape

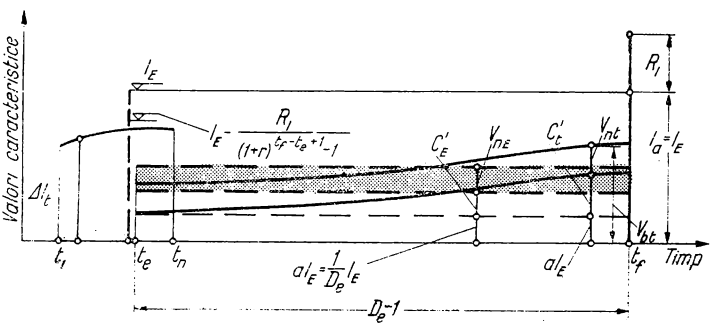
Nr. ort.	Cazul	Figura
5	Ciclul de exploatare de scurtă durată	

Fig. VII.E

Tabelul VII.2 (continuare

Relațiile de calcul	Observații
Pentru I_E și V_{nE} se aplică după caz formulele de la punctele 2, 3 și 4. Pentru R_E se aplică formulele de la punctul 1	Amortismentele se calculează corespunzător duratei efective de exploatare prevăzute

tare cu apă și de canalizare, perioada de tranziție pînă la perioada de regim este provocată de dezvoltarea treptată a cerințelor de apă pînă la limita de dimensionare a lucrărilor, de formarea și perfecționarea cadrelor de exploatare și de completarea și perfecționarea în timp a dotării și măsurilor tehnico-organizatorice de exploatare;

— în cazul lucrărilor hidroameliorative, perioada de tranziție pînă la perioada de regim este provocată de extinderea progresivă a sistemelor hidroameliorative, de efectele exploatării asupra capacității productive a terenului în cauză, de formarea și de perfecționarea cadrelor de exploatare, de completarea și perfecționarea în timp a dotărilor și măsurărilor tehnico-organizatorice de exploatare;

Duratele de intrare în producție de regim fac parte din indicatorii tehnico-economici ai investiției, prin termenul de dare în exploatare de regim care se aprobă o dată cu investiția.

b) Ciclul cu exploatare de regim fără perioadă de tranziție cu investiția realizată într-un singur an precedent anului dării în exploatare (tabelul VII.2, fig. VII *C*). Se constată că în acest caz relația (VII. 10) devine:

$$T_r = \frac{I}{V_n}; \qquad \text{(VII.13)}$$

rezultă că relația mai răspîndită a indicatorului timp de recuperare (VII.13) nu reprezintă decît rezultatul aplicării relației generale asupra unui caz particular al ciclului economic. Aceasta definește și domeniul de aplicare a acestui indicator sub forma lui mai cunoscută (VII.13).

În acest caz, și mai general, în toate cazurile în care V_{nt} este constant, indicatorul eficienței economice timp de recuperare coincide ca valoare cu durată fizică de recuperare a investiției; această coincidență valorică a celor doi indicatori nu elimină deosebirea lor structurală.

c) Ciclul cu investiții realizate în etape. Acest caz este foarte răspîndit în practica amenajărilor de gospodărire a apelor și a construcțiilor hidrotehnice. Astfel, în cadrul unui sistem de gospodărire a apelor se obțin mai multe etape de exploatare în situațiile în care se realizează o acumulare prin mai multe supraînălțări succesive sau prin darea în exploatare succesivă a mai multor lacuri de acumulare; o amenajare energetică se dă în funcție pe etape prin montarea succesivă a mai multor grupuri; o alimentare cu apă se extinde pe etape fie prin mărirea numărului de agregate la stațiile de pompare fie prin dublarea conductelor de aducțiune etc. În cazul în care analiza se extinde pe N etape, pentru orice etapă K cuprinsă între I și N se pot determina: IE_K investițiile de calcul, echivalente economic (în anul $t_{eK}-1$, precedent anului de dare în exploatare t_{eK} a etapei K) investiției de calcul efective aferente acestei etape; V_{nEK} cota din venitul net anual, constant începînd din anul t_{eK} pînă în anul t_{fK}, echivalent economic cotelor efective, variabile de la an la an ale acestor venituri V_{ntK}.
În cazul unor asemenea amenajări se determină atît eficiența economică a fiecărei etape în parte cît și eficiența economică pe ansamblu. În cazul fig. VII. *D* (tabelul VII.2) s-a reprezentat cazul a două etape.

d) Ciclul cu exploatare de scurtă durată. Acest caz apare în studiul lucrărilor cu caracter provizoriu, avînd o durată de existență D_e mai scurt decît durata de uzură fizică și morală normală. La analiza eficienței economice a unui asemenea ciclu trebuie avut în vedere următoarele:

— în determinarea cheltuielilor anuale de calcul, care se scad din valoarea producției pentru stabilirea veniturilor nete anuale de calcul, cheltuelile de amortizare C_a nu

se determină pe baza cotelor normate după cum s-a indicat în punctul 2.3.1. ci luînd în considerare durata efectivă de exploatare prevăzută :

$$C_a = a\, I_E = \frac{1}{D_E}\, I_E; \qquad \text{(VII.14)}$$

— în determinarea cheltuielilor anuale de calcul, cheltuielile de reparații capitale se includ numai dacă durata efectivă de exploatare prevăzută depășește intervalul normat de reparație capitală ; în acest caz costul reparațiilor capitale care se efectuează în perioada efectivă de exploatare trebuie împărțit la durata acestei perioade :

— valoarea R_E, care în cazurile anterioare a fost considerată neglijabilă, poate avea același ordin de mărime cu I_E, pe de o parte din cauza mărimii mai mari a factorului R_I, iar pe de altă parte din cauza valorii mai mici a numitorului din relația (VII.9).

În legătură cu calculul eficienței economice proprii se mai ridică uneori anumite aspecte speciale.

În situațiile în care, pentru realizarea investiției, trebuie scoase din circuit anumite bunuri (în majoritatea cazurilor terenuri agricole) este necesară determinarea unei investiții echivalente (v. punctul 2.2.2, b), pentru realizarea unui venit net V_n egal cu cel pierdut, prin alte amenajări care nu se nominalizează. În aceste cazuri trebuie analizat întîi venitul net maxim pe care terenurile (sau în general bunurile) scoase din circuit îl pot asigura cu condiția realizării unor amenajări ameliorative I_{am}. Fie V_{nmax} venitul net maxim realizabil în regim ameliorat și V_n venitul net realizat în regim neameliorat, diferența $\Delta V_{nm} = V_{n\,max} - V_n$ fiind datorită investiției I_{am}.

În cazul în care investiția I_{am} este justificată economic, adică dacă:

$$\frac{I_{am}}{\Delta V_{nm}} \leqslant T_N, \qquad \text{(VII.15)}$$

investiția echivalentă se determină prin relația :

$$I_E = T_N\, V_{n\,max} - I_{am}. \qquad \text{(VII.16)}$$

Dacă nu se respectă condiția (VII.15), investiția echivalentă se determină prin relația :

$$I_e = T_N\, V_n. \qquad \text{(VII.17)}$$

În toate situațiile anterioare analizate s-a admis că studiul economic se limitează la un singur ciclu economic total. Apar însă situații în care analiza trebuie să depășească limita unui ciclu și să cuprindă o perioadă mai lungă de mai multe cicluri (ultimul ciclu putînd în acest caz fi complet sau incomplet) ; aceste situații se întîlnesc cel mai frecvent în analiza comparativă a mai multor variante (v. punctul 3.2.2.2.).

3.2.2.2. *Forma eficienței economice comparative (a investiției suplimentare).* Fie variantele i și j care se compară, caracterizate prin ciclurile economice totale din tabelul VII.3, fig. VII. *F.*

Pentru simplificare, în figură s-au reprezentat din valorile efective numai cotele anuale de investiții și variațiile veniturilor brute anuale de calcul. În locul acestora se pot considera similar producții le anuale în unități echivalente comparabile P_{it} și P_{jt}. Veniturilor (producțiilor) brute anuale de calcul efective le corespund cheltueli anuale de calcul efective C_{it} și C_{jt}.

II. Cazuri particulare în gospodărirea apelor sau în construcțiile

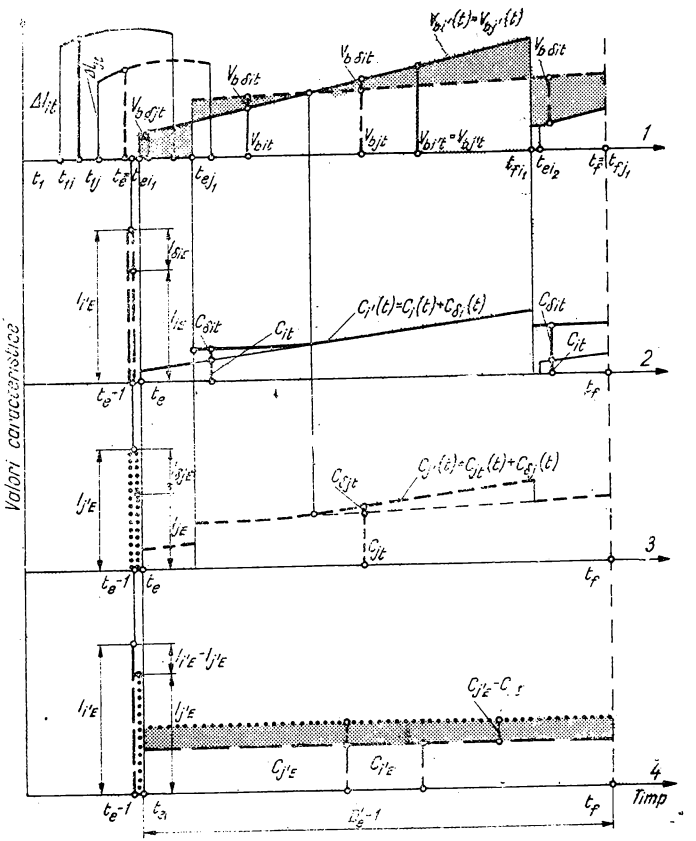
Nr. crt.	Cazul	Figura
1	Cazul general	

Fig. VII.F

Tabelul VII.3

hidrotehnice și relațiile simplificatoare de calcul

Relațiile de calcul	Observații
$I_{i'E} = \sum_{t=t_{1i}}^{t=t_f} \Delta I_{i'} (1+r)^{t_e-t-1}$;	
$I_{j'E} = \sum_{t=t_{1j}}^{t=t_f} \Delta I_{j'} (1+r)^{t_e-t-1}$	
$C_{i'E} = \frac{r \sum_{t=t_e}^{t=t_f} C_{i't} (1+r)^{t_e-t-1}}{1-(1+r)^{t_e-t_f-1}}$;	-
$C_{j'E} = \frac{r \sum_{t=t_e}^{t=t_f} C_{j't} (1+r)^{t_e-t-1}}{1-(1+r)^{t_e-t_f-1}}$	
$K_{i'E} = \frac{a_{i'} R_{Ii'}}{(1+r)^{t_f-t_e+1}}$; $R_{j'E} = \frac{a_{j'} R_{Ij'}}{(1+r)^{t_f-t_e+1}}$	-

Nr. crt.	Cazul	Figura
2	Cicluri cu exploatare de regim cu perioadă de tranziție	Figura în ipoteza 1 (v. fig. VII.1)

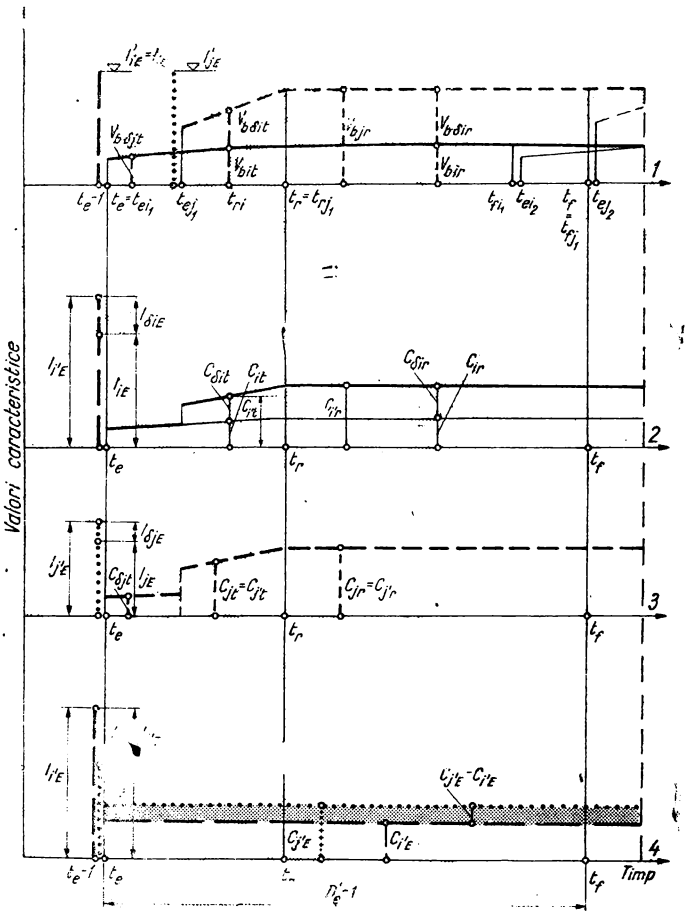


Fig. VII.G

Tabelul VII.3 (continuare)

Relațiile de calcul	Observații
$I_{i'E}$ și $I_{j'E}$ (v. pct. 1); $R_{i'E} = R_{j'E} = 0$ $C_{i'E} = \left\{ r \sum_{t=t_{e_1}}^{t=t_{ri'_1}-1} C_{i't}(1+r)^{t_{e_1}-t-1} + \right.$ $\left. + C_{i'r}(1+r)^{t_{e_1}-t_{ri'_1}} [1-(1+r)^{t_{ri'_1}-t_{fi'_1}-1}] \right\} \times$ $\times \frac{1-(1+r)^{-pDei'}}{[1-(1+r)^{-Dei'}][1-(1+r)^{-D}]} +$ $+ \frac{r}{1-(1+r)^{-D}} \sum_{t=t_{e(p+1)}}^{t=t_f} C_{i't}(1+r)^{t_{e_1}-t-1}$ $C_{j'E} = r \left\{ \sum_{t=t_{e_1}}^{t=t_{rj'_1}-1} C_{j't}(1+r)^{t_{e_1}-t-1} + \right.$ $\left. + C_{j'r}(1+r)^{t_{e_1}-t_{rj'_1}} [1-(1+r)^{t_{rj'_1}-t_{fj'_1}-1}] \right\} \times$ $\times \frac{1-(1+r)^{-qDej'}}{[1-(1+r)^{-Dej}][1-(1+r)^{-D}]} +$ $+ \frac{r}{1-(1+r)^{-D}} \sum_{t=t_{e(q+1)}}^{t=t_f} C_{j't}(1+r)^{t_{e_1}-t-1}$	p = numărul de cicluri complete ale variantei i' q = numărul de cicluri complete ale variantei j' Formule determinate în ipoteza 1 (v. fig. VII.1)
$I_{i'E}$ și $I_{j\,E}$ (v. cazul 1) $R_{i'e} = R_{j'E} = 0$ $C_{i'E} = \frac{1}{1-(1+r)^{te-tf-1}} \left\{ r \sum_{t=t_{e_1}}^{t=t_{ri'}-1} C_{i't}(1+r)^{t_{e_1}-t-1} + \right.$ $\left. + C_{i'r}(1+r)^{t_{e_1}-t_{ri'}} [1-(1+r)^{t_{ri'}-t_f-1}] \right\}$ $C_{j'E} = \frac{1}{1-(1+r)^{t_{e_1}-t_f-1}} \left\{ r \sum_{t=t_{e_1}}^{t=t_{rj'}-1} C_{j't}(1+r)^{t_{e_1}-t-1} + \right.$ $\left. C_{j'r}(1+r)_{t_{e_1}-t_{rj'}} [1-(1+r)_{t_{rj'}-t_f-1}] \right\}$	Formule determinate în ipoteza 2 (v. fig. VII.1)

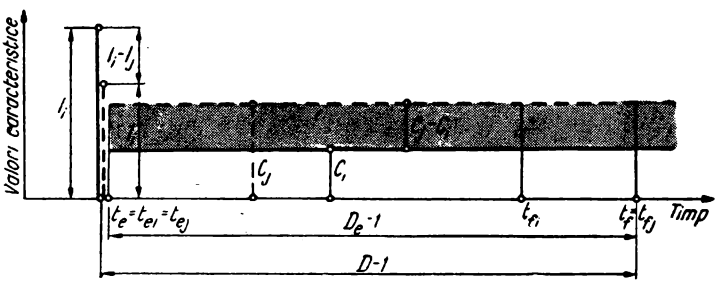
Nr. crt.	Cazul	Figura
3	Cicluri cu exploatare de regim fără perioade de tranziție	

Fig. VII.H

Tabelul VII.3 (continuare)

Relațiile de calcul	Observații
$I_{i'E} = I_i$; $I_{j'E} = I_j$; $R_{i'E} = R_{j'E} = 0$	—
$C_{i'E} = C_i$; $C_{j'E} = C_j$	

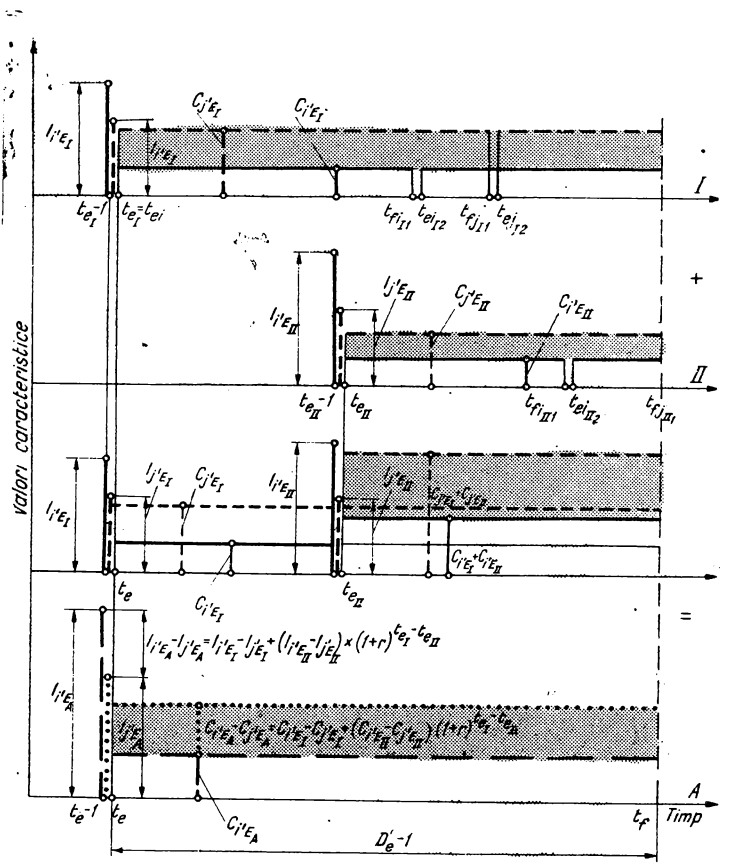
Nr. crt.	Cazul	Figura
4	Cicluri compuse din N etape	

Fig. VII.1

Tabelul VII.3 (continuare)

Relațiile de calcul	Observații
Pentru o etapă oarecare se aplică, după caz, formulele de la punctele 1, 2, sau 3 introducîndu-se valorile investițiilor și cheltuielilor anuale aferente etapei respective. Pentru ansamblul a N etape, se aplică formulele de la punctul 1 pe întreaga perioadă de existență a tuturor etapelor de realizare	Figura pentru două etape

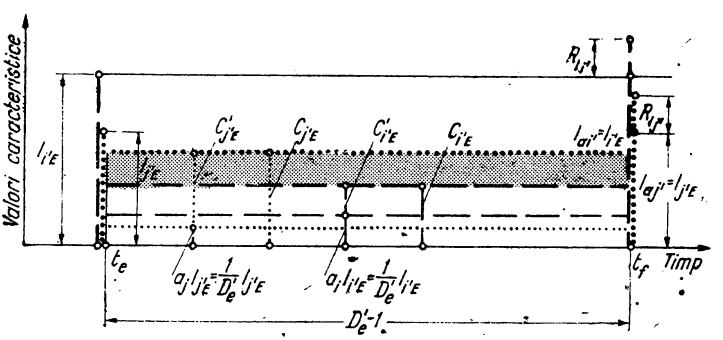
Nr. crt.	Cazul	Figura
5	Cicluri de exploatare temporară	

Fig. VII.J

Tabelul VII.3 (continuare)

Relațiile de calcul	Observații
Pentru $I_{i'E}$, $I_{j'E}$, $C_{i'E}$ și $C_{j'E}$ se aplică, după caz, formulele de la punctele 2, 3, 4. Pentru $R_{i'E}$ și $R_{j'E}$ se aplică formulele de la punctul 1.	Amortismentele se calculează corespunzător duratei efective de exploatare prevăzute

În vederea comparării variantelor i și j este necesar ca în prealabil cele două variante să fie aduse la același nivel de producții anuale, prin considerarea unor soluții de echivalare a diferențelor anuale pozitive de producții ale variantei j față de varianta i și respectiv a variantei i față de varianta j. Fie aceste variante de echivalare δ_i și respectiv δ_j cu valorile caracteristice de calcul corespunzătoare. Considerînd aceste soluții de echivalare, compararea economică se face între variantele comparabile i' și j' ale căror valori caracteristice de calcul sînt definite prin relațiile simbolice $i' = i + \delta_i$ și $' = j + \delta_j$, de exemplu pentru veniturile brute :

$$V_{bi'} = V_{bi} + V_b\,\delta_i\,; \qquad V_{bj'} = V_{bj} + V_b\delta_j\,. \tag{VII.18}$$

Soluția de echivalare poate fi o lucrare cu valori caracteristice de calcul rezultate din proiectare, o soluție normată, contravaloarea unor despăgubiri sau pagube anuale în favoarea folosințelor interesate (pentru diferența de efecte între variante) sau o combinare a acestor posibilități.

Exemplu : În cazul unei alimentări cu apă, varianta i oferă asigurarea a 200 l/s începînd din anul 1970, iar varianta j asigură același debit începînd abea din anul 1971 ; debitul de 200 l/s este necesar folosințelor începînd din anul 1970. Soluția de echivalare se determină :

— fie incluzîndu-se în cheltuielile variantei j costul pagubelor provocate folosințelor în anul 1970 în urma neasigurării debitului necesar ;

— fie incluzîndu-se în investițiile și cheltuielile variantei j valorile corespunzătoare ale unei soluții temporare pentru asigurarea debitului de 200 l/s în anul 1970.

Perioada de comparație trebuie să fie reprezentativă, adică să cuprindă cel puțin un ciclu economic total al variantelor i și j precum și al soluțiilor de compensare δ_i și δ_j. Considerarea ciclurilor peste perioada astfel limitată nu prezintă importanță practică. Ca urmare, perioada de comparație se consideră aceea corespunzătoare diferenței dintre t_f cel mai îndepărtat și t_e cel mai apropiat :

$$D'_e = max\,(t_{f_i}\,,\ t_{f_j}) - min\,(t_{e_i}\,,\ t_{e_j}) + 1 \tag{VII.19}$$

Condiția generală a eficienței economice favorabile a variantei i față de varianta j este ca, ținînd seama de influența factorului timp, diferența dintre investițiile de calcul ale variantelor comparabile i' și j' să prezinte prin diferențele de cheltuieli anuale de calcul ale variantelor comparabile j' și i' o eficiență economică cel puțin egală cu eficiența economică normată pentru sectorul economic sau categoria de investiție respectivă.

Remarcînd că economiile de cheltuieli anuale constituie de fapt venituri nete relative, se constată că această condiție este echivalentă cu cea a eficienței economice proprii, ținînd seama de influența factorului timp, a investiției suplimentare a variantei comparabile i' față de varianta comparabilă j' pe durata de exploatare de comparație D'_e convenabil aleasă.

Ca urmare, similar cazului eficienței economice proprii, considerînd ca an de referință anul t_f, condiția de mai înainte se exprimă prin relația :

$$(I_{i'E} - I_{j'E})\,(1+r)^{t_f - t_e + 1} - I_{i'E} + I_{j'E} + \alpha_i I_i + \alpha_{\delta i} I_{\delta i} -$$

$$- \alpha_j I_j - \alpha\delta_j I\delta_j \leqslant \sum_{t=t_e}^{t=t_f} (C_{j'E} - C_{i'E})\,(1+r)^{t_f - t}, \tag{VII.20}$$

în care: $I_{i'E}$ și $I_{j'E}$ sînt investițiile echivalente în anul $t_e - 1$ ale variantelor comparabile i' și respectiv j';

$C_{i't}$ și $C_{j't}$ — cheltuielile anuale efective în anul curent t ale variantelor comparabile i' și respectiv j';

$\alpha_i I_i, \alpha_j I_j, \alpha_{\delta_i} I_{\delta_i}, \alpha_{\delta_j} I_{\delta_j}$ — cotele de valori echivalente și reziduale neamortizate ale investițiilor variantelor i și j soluțiilor de echivalare δ_i și δ_j în anul final t_f al perioadei de comparație.

Prin operații succesive similare celor utilizate în cazul eficienței economii proprii (v. pct. 3.2.2.1) relația (VII.20) devine:

$$T_{rc\,(i/j)} = \frac{I_{i'E} - I_{j'E} - \alpha_{i'} I_{i'E} + \alpha_{j'} I_{j'E}}{C_{j'E} - C_{i'E}} \leqslant \frac{1}{r} = T_n, \qquad \text{(VII.21)}$$

în care $T_{rc\,(i/j)}$ — indicatorul timp de recuperare comparativ al variantei i față de varianta j;

$C_{i'E}$ și $C_{j'E}$ — cheltuielile anuale de calcul constante, pe perioada de exploatare de comparație;

$D_e = t_f - t_e + 1$ — echivalente economic pe această perioadă cu cheltuielile anuale de calcul efective ale variantelor comparabile i' respectiv j';

cheltuielile aferente variantei comparabile i' sînt date de relația:

$$C_{i'E} = \frac{r \sum_{t=t_e}^{t=t_f} C_{i't} (1+r)^{t_e - t - 1}}{1 - (1+r)^{t_e - t_f - 1}} \qquad \text{(VII.22)}$$

iar cele aferente variantei comparabile j' printr-o relație similară;

$\alpha_{i'} I_{i'E}$ și $\alpha_{j'} I_{j'E}$ — valorile echivalente în anul $t_e - 1$ ale cotelor de valori reziduale și neamortizate ale variantelor comparabile i' respectiv j'; valorile aferente variantei comparabile i' sînt date de relația:

$$\alpha_{i'} I_{i'E} = \frac{\alpha_i I_i + \alpha_{\delta_i} I_{\delta_i}}{(1+r)^{t_f - t_e + 1} - 1}, \qquad \text{(VII.23)}$$

iar cele aferente variantei comparabile j' de o relație similară.

În cazul lucrărilor definitive cu durate de exploatare relativ mari valoarea $\alpha_{i'} I_{i'E} - \alpha_{j'} I_{j'E}$ este mică în raport cu valoarea $I_{i'E} - I_{j'E}$ și ca urmare relația (VII. 21) se poate scrie sub forma:

$$T_{rc}\,(i/j) = \frac{I_{i'E} - I_{j'E}}{C_{j'E} - C_{i'E}} \leqslant \frac{1}{r} = T_N. \qquad \text{(VII.24)}$$

Din relația (VII.24) rezultă că timpul de recuperare comparativ al variantei i față de varianța j este un indicator egal cu raportul dintre diferența dintre investițiile de calcul echivalente economic în anul $t_e - 1$ (precedent anului de dare în exploatare a variantei care intră prima în funcțiune) și diferența dintre cheltuielile a anuale de calcul, constatate pe durata de exploatare de comparație D_e', echivalente economic cu cheltuielile

anuale de calcul efective ale variantelor, ambele variante fiind echivalente sau aduse la o echivalență a efectelor economice prin soluții de compensare. Acest indicator reprezintă intensitatea medie de valorificare pe o perioadă convenabil aleasă a investiției suplimentare a unei variante comparabile prin economiile de cheltuieli anuale față de cealaltă variantă comparabilă.

Condiția eficienței economice comparative pe baza acestui indicator este ca timpul de recuperare comparativ să fie mai mic decît timpul de recuperare normat, corespunzător sectorului economic sau categoriei de investiții cărora le aparțin variantele comparate.

Ca și în cazul eficienței economice proprii, relațiile de mai înainte se simplifică în anumite cazuri particulare, prezentate în tabelul VII.3. Cazurile practice analizate sînt :

a) Ciclurile de exploatare de regim cu perioada de tranziție (tabelul VII.3, fig. VII.*G*).

În acest caz, ca și în cazul general perioada de comparație se extinde la intervalul dintre t_f cel mai depărtat și t_e cel mai apropiat (în cazul figurii t_{f_1} și t_{e_i}). Ca urmare durata de exploatare de comparație D'_e — cuprinde, pentru una din variante (în cazul figurii varianta *i*), mai mult decît un ciclu total. În această situație trebuie considerată o ipoteză, pentru reproducția ciclurilor totale următoare ale acestei variante, încadrîndu-se între cele două ipoteze extreme (fig. VII.1) ;

— ipoteza I-a a reproducției ciclice, în care fiecare din ciclurile următoare sînt identice cu primul ciclu (ipoteză care se tratează conform relațiilor din cazul general tabelul VII.3 fig. VII.*F*). ;

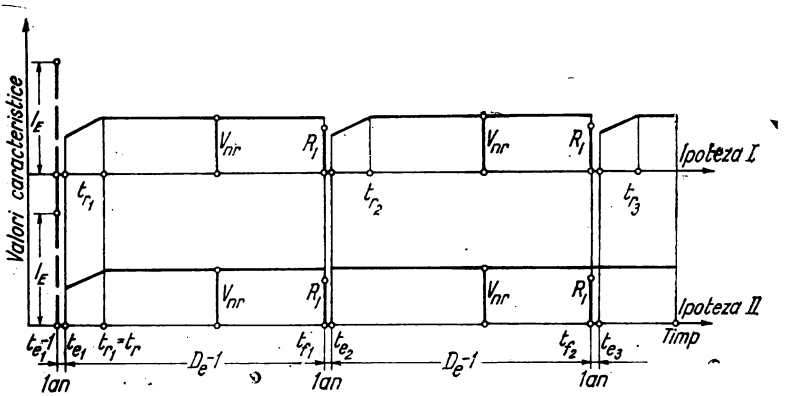


Fig. VII.1. Ipoteze de repetare a ciclurilor în cazul analizei economice a unei succesiuni de cicluri.

— ipoteza a II-a, a reproducției fără perioadă de tranziție pentru ciclurile următoare, ipoteză care a fost considerată în cazul de față.

Ținînd seamă că diferențele de valori caracteristice în aceste ipoteze, apar de obicei în perioade foarte depărtate de anii de dare în exploatare a variantelor comparate, rezultatele ce s-ar obține în cele două ipoteze ar fi foarte apropiate. De altfel ipoteza adoptată apare mai aproape de realitate, o serie de elemente determinante pentru perioada de tranziție din primul ciclu total, nemaiexistînd la ciclurile totale următoare (formarea, cadrelor dezvoltarea folosințelor etc.).

b) Ciclurile de exploatare de regim, fără perioade de tranziție cu producții anuale egale și cu investițiile realizate într-un singur an, precedent dării în exploatare (tabelul VII.3 fig. VII.*H*).

Înlocuind expresiile din tabelul VII.3 în relația generală (VII.24) se obține :

$$T_{rc(i/j)} = \frac{I_i - I_j}{C_j - C_i} \leqslant \frac{1}{r} = T_N . \qquad \text{(VII.25)}$$

Se constată că relația (VII.25) este identică cu relația clasică a timpului de recuperare comparativ, domeniul ei de aplicabilitate fiind definit de figură.

În acest caz, și în general în toate situațiile în care valoarea $C_{j't} - C_{i't}$ este constantă, indicatorul timp de recuperare capătă semnificația de durată fizică de recuperare care însă, în cazul general, nu este proprie acestui indicator.

c) Ciclurile compuse, cu exploatare de regim și cu perioada de tranziție. În cazul în care analiza se întinde pe N etape, pentru orice etapă K, cuprinsă între I și N se pot determina :

$I_{i'E_K}$ și $I_{j'E_K}$ — investițiile de calcul ale variantei i' respectiv j' (inclusiv investițiile soluțiilor de compensare) echivalente economic investiției de calcul efective aferente etapei K, transpuse în anul $t_{eK} - 1$ precedent anului de dare în exploatare a etapei ;

$C_{i'E_K}$ și $C_{j'E_K}$ — cheltuielile anuale de calcul constante ale variantei i' respectiv j' începînd din anul t_{eK} pînă în anul t_f echivalente economic valorilor efective, variabile de la an la an ale acestor cheltuieli.

În cazul figurii (tabelul VII.3 fig. VII.*I*) s-a reprezentat cazul a două etape.

Ca și în cazul eficienței economice proprii, în cazul unor asemenea amenajări se determină atît eficiența economică a fiecărei etape în parte cît și eficiența economică pe ansamblu.

d) Cicluri cu exploatare temporară. Pe baza aceloraşi considerente ca în cazul determinării eficienței economice proprii, în aceste situații trebuie introduse cheltuielile de amortizare calculate pe baza duratei efective de exploatare prevăzute, luîndu-se în considerare cotele de reparații capitale numai dacă durata de exploatare efectivă depășește intervalul dintre două reparații capitale și determinîndu-se valoarea reziduală a fiecăreia dintre variante.

În acest caz, prin ipoteză, ambele variante au același termen de încetare a exploatării, pînă la care investițiile echivalente trebuie amortizate. În consecință termenii de formare αI reprezentînd cotele reziduale și neamortizate se reduc numai la valorile reziduale :

$$\alpha_i \; I_{i'} = R_{I_{i'}} \; ; \quad \alpha_j \; I_{j'} = R_{I_{j'}} \qquad \text{(VII.26)}$$

3.2.2.3. *Indicatorul cheltuieli globale de calcul.* În cazul comparării mai multor variante n, metodologia expusă la punctul 3.2.2.2. trebuie aplicată prin considerarea două cîte două a variantelor, eliminîndu-se succesiv cîte o variantă ; un asemenea procedeu duce la calcule laborioase, chiar dacă se utilizează relațiile simplificate pentru cazurile particulare din tabelul VII.3.

În scopul simplificării analizei economice comparative a mai multor variante, se va considera relația (VII.24) pentru două variante i și j ale celor n variante care se compară, pusă sub forma :

$$I_{i'E} - \alpha_{i'} I_{i'} + T_N C_{i'E} \leqslant I_{j'E} - \alpha_{j'} I_{j'} + T_N C_{j'E}. \qquad \text{(VII.27)}$$

Această relație reprezintă condiția ca varianta i să fie economic preferabilă variantei j. Eliminînd-se din fiecare asemenea comparație cîte o variantă și comparînd varianta rămasă cu una din celelalte variante, încă neanalizată, rezultă că pot fi scrise o serie de relații similare. Din analiza acestora se poate constata că varianta economică optimă dintre cele n variante, este cea pentru care valoarea :

$$K_{ti} = I_{i'E} - \alpha_{i'} I_{i'} + T_N C_{i'E} \; ; \qquad \text{(VII.28)}$$

sau valoarea

$$K_{ai} = \frac{I_{i'E}}{T_N} - \frac{\alpha_{i'} I_{i'}}{T_N} + C_{i'E}, \qquad \text{(VII.29)}$$

sînt minime.

Din relațiile (VII.28) și (VII.29) rezultă următorii indicatori :

K_{ti} *reprezentînd cheltuielile globale totale de calcul* echivalente în anul $t_e - 1$ a tuturor cheltuielilor de realizare și exploatare a obiectivului analizat în varianta i' (inclusiv soluția de compensare)

K_{ai} *cheltuielile globale anuale de calcul* echivalente în anul $t_e - 1$ a aceloraşi cheltueli raportate la timpul de recuperare normat.

Acești indicatori, care caracterizează poziția relativă economică a mai multor variante, rezultă direct din condiția eficienței economice comparative. Ca urmare, valorile parametrilor care intervin în relațiile (VII.28) și (VII.29) se determină în acelaşi mod ca şi pentru calculul indicatorului timp de recuperare comparativ (v. punctul 3.2,2,2); de asemenea sînt aplicabile relațiile indicate în tabelul VII.3 pentru diferite cazuri particulare.

3.3. INDICATORII ANALITICI

Indicatorii analitici pot fi de două categorii : *indicatori fizici și indicatori valorici.*

3.3.1. **Indicatori analitici fizici.** Aceştia se referă la diferite consumuri fizice necesare pentru realizarea sau exploatarea obiectivului în cauză; materiale, manoperă sau utilaje.

Indicatorii de materiale se referă în general la materialele deficitare în sfera producției materiale interne și consumate în proporții mari în domeniul lucrărilor hidrotehnice (ciment, oțel, lemn, etc.). Indicatorii de manoperă se referă la consumurile de muncă nemijlocit necesară pentru realizarea obiectivului sau pentru realizarea prin exploatare a unității de produs sau prestație. Indicatorii de utilaje, indică gradul de mecanizare în cadrul realizării sau exploatării obiectivului în cauză.

Indicatorii fizici se raportează fie la o unitate fizică, caracteristică, a obiectivului studiat, fie la unitatea valorică investită sau produsă, fie la unitatea fizică de producție sau prestație. Pentru unele tipuri de lucrări, cu un grad mare de repetabilitate, se prescriu, prin acte normative, indicatori plafon a căror depășire este admisibilă numai în cazuri excepționale, necesitînd aprobări speciale. Modul de întocmire și aplicare a indicilor plafon este stabilit prin acte normative [11, 12, 13 și 14].

3.3.2. **Indicatori analitici valorici.** Indicatorii analitici valorici se referă la consumurile, evaluate băneşte necesare realizării obiectivului studiat sau realizării unității de producție sau prestație.

Aceşti indicatori pot fi : *indicatori specifici* sau *indicatori structurali.*

Indicatorii specifici se raportează la unitatea fizică şi dintre cei mai frecvent utilizați sînt :

— *investiția specifică* reprezentînd raportul dintre investiția totală şi un parametru fizic al obiectivului studiat ;

— *prețul de cost specific* reprezentînd raportul dintre cheltuielile anuale şi volumul producției sau prestației (evaluat în unități fizice). Indicatorii structurali reprezintă raportul dintre diferitele categorii de cheltuieli din cadrul investițiilor şi cheltuielilor anuale. Aceşti indicatori pot fi împărțiți în următoarele grupe :

— *indicatori care reflectă caracteristicile efortului de realizare a obiectivului în cauză* (raportul dintre valoarea lucrărilor de construcții montaj şi valoarea totală a investiției dintre valoarea lucrărilor de construcții şi valoarea totală a investiției, dintre valoarea utilajelor tehnologice şi valoarea totală a investiției etc.) ;

— *indicatori care reflectă structura economică şi efectele noii capacități* (raportul dintre valoarea investiției şi valoarea cheltuielilor anuale dintre venitul net şi investiție etc.) ;

— *indicatori care exprimă aspectele legate de balanța de import-export* ; aceşti indicatori se referă fie la investiții (raportul dintre valoarea cotei de investiție din import şi valoarea totală a investiției, fie la efectele economice (raportul dintre cheltuielile anuale sau prețul de cost şi efectul valutar, dintre investiție şi aportul de devize ale produselor etc.).

3.4. CONCLUZII ASUPRA METODELOR DE CALCUL A EFICIENȚEI ECONOMICE

Din prezentarea metodelor de analiză a eficienței economice a investițiilor rezultă unele elemente de care este necesar să se țină seama în aplicarea practică a acestora şi anume :

— toate metodele prezentate au un caracter unitar, provenind din formularea matematică sub diferite forme, corespunzătoare formelor eficienței economice, a condiției generale de eficiență economică a ciclurilor economice totale de realizare şi valorificare prin exploatare ale unei investiții (totale, suplimentare față de altă variantă suplimentară, corespunzătoare unui spor de capacitate etc.) ;

— formulele deduse, chiar în formele lor cele mai generale conțin simplificări sau previziuni ale fenomenelor economice, care conferă indicatorilor sintetici un caracter aproximativ (indicele de eficiență economică normată considerat constant, previziunile cu privire la evoluția în timp a valorilor caracteristice sau la repetarea ciclurilor economice etc.).

În aceste condiții, în cadrul analizei eficienței economice sub oricare din formele prezentate, pe baza indicatorilor sintetici, este necesar să se țină seama şi de toți indicatorii analitici, factorii sociali, politici şi speciali.

De asemenea, este necesar să se aibă în vedere variațiile probabile ale factorilor aproximați şi consecințele probabile ale acestor variații asupra indicatorilor sintetici precum şi posibilitățile oferite de variantele studiate pentru adaptarea lor viitoare la dezvoltări şi perfecționări tehnice cu efecte pozitive în valorificarea investiției în cauză.

În sfîrșit, pentru lucrările de valorificare a resurselor naturale (de apă și terenuri productive), cum s-a arătat mai înainte, este necesar să se aibă în vedere în mod deosebit posibilitățile de dezvoltare ulterioară a amenajării integrale a acestor resurse, astfel încît investiția în cauză să constituie o etapă rațională, în cadrul acestor posibilități, de valorificare cu continuitate a resurselor considerate.

4. EFICIENȚA ECONOMICĂ A SISTEMELOR CU FOLOSINȚE MULTIPLE. REPARTIȚIA PE BENEFICIARI A COSTURILOR

4.1. GENERALITĂȚI

Pentru adoptarea unui sistem hidrotehnic cu folosințe multiple este necesar ca atît sistemul în ansamblul lui cît și fiecare din folosințele deservite în parte să prezinte o eficiență economică favorabilă proprie sau comparativă în raport cu soluțiile de înlocuire posibile. Verificarea eficienței economice a cotelor de investiție ce revin fiecăreia din folosințele deservite din ansamblul investiției sistemului hidrotehnic, permite evitarea includerii în sistemul hidrotehnic cu folosințe multiple a unor folosințe neeconomice.

Ca urmare, independent de modul de constituire a fondurilor pentru realizarea și exploatarea sistemelor hidrotehnice cu folosințe multiple, determinarea eficienței economice pe folosințe și defalcarea pe acestea a costurilor acestor sisteme (investiții și cheltueli anuale) este oricum necesară pentru concepția lor rațională din punct de vedere tehnico-economic.

Sistemele hidrotehnice cu folosințe multiple se compun din două categorii de lucrări :

— *lucrări comune*, care deservesc concomitent mai multe folosințe.

— *lucrări specifice*, care deservesc cîte o singură folosință și la rîndul lor sînt deservite de lucrări comune.

Pentru rezolvarea problemei repartizării costurilor pe folosințe au fost propuse în literatură diferite metode, care pot fi grupate în modul următor :

— metode prin care costurile lucrărilor comune se afectează beneficiarului principal de folosință ;

— metode de repartizare a costurilor în funcție de un parametru fizic ;

— metode de repartizare a costurilor în funcție de un parametru economic ;

— metode de repartizare corelate cu metodica de calcul a eficienței economice a investițiilor.

Dintre aceste metode, pentru sistemele de gospodărire a apelor și pentru cele hidrotehnice, sînt uzuale în țara noastră două :

— metoda repartizării costurilor proporțional cu un parametru fizic ;

— metoda repartizării costurilor proporțional cu investiția limită (care se încadrează în grupul metodelor corelate cu metodica de calcul a eficienței economice).

4.2. METODA REPARTIZĂRII COSTURILOR PROPORȚIONAL CU UN PARAMETRU FIZIC

Metoda repartizării costurilor proporțional cu un parametru fizic are un domeniu de aplicabilitate restrîns la acele sisteme în care, pentru toate folosințele, regimul necesar de deservire este același, și în care nici una din folosințe nu impune sistemului anumite condiții speciale.

De exemplu, metoda este aplicabilă: în cazul sistemelor de alimentare cu apă în comun a mai multor beneficiari, în situația în care toți beneficiarii au același regim de prelevare și consum de apă iar asigurarea de calcul este aceeași; în cazul sistemelor de combatere a inundațiilor, în situația în care toate obiectivele apărate au aceleași caracteristice (de exemplu, sistemul apără numai terenuri agricole) și în care efectul de apărare este același pentru toți beneficiarii (de exemplu, toate terenurile apărate sînt inundabile practic cu aceeași probabilitate în regim neamenajat).

Sistemul de repartizare poate fi aplicat și ca un sistem parțial de repartizare în cadrul unui sistem mai general. Astfel de exemplu, se poate determina cota din costurile totale care revine alimentărilor cu apă într-un sistem cu folosințe multiple pe baza metodei proporționalității cu investițiile limită iar apoi, această cotă să fie repartizată pe diferiții beneficiari ai alimentărilor cu apă proporțional cu cantitățile de apă necesare.

Factorii de proporționalitate pentru diferitele folosințe ale sistemelor cu folosințe multiple precum și principalele condiții de aplicabilitate a acestei metode sînt următoarele:

a) Alimentări cu apă

— factori de proporționalitate: volumul captat în anul mediu (sau debitul maxim captat);

— condiții de aplicabilitate: toate folosințele au același regim de prelevare și consum al debitelor; toate folosințele impun aceeași asigurare de calcul a cerințelor de apă; toate folosințele sînt astfel situate încît nu există posibilitatea de refolosire a apei.

b) Irigații

— factor de proporționalitate: suprafața irigată a diferitelor sisteme de irigații;

— condiții de aplicabilitate; toate suprafețele irigate au același regim de prelevare a debitelor (sînt situate în aceeași zonă climatică și au același asolament); toate suprafețele irigate impun aceeași asigurare de calcul a cerințelor de apă;

c) Combaterea inundațiilor

— factor de proporționalitate: suprafața apărată de inundații,

— condiții de aplicabilitate: toate suprafețele apărate au aceeași folosință atît înainte cît și după realizarea amenajărilor de combatere a inundațiilor; toate suprafețele apărate sînt afectate de inundații cu aceeași probabilitate în regimul anterior amenajării.

d) Lucrări de epurare a apelor

— factori de proporționalitate: volumul de apă uzată sau debitul maxim de ape uzate preluate de sistem;

— condiții de aplicabilitate: toate folosințele își evacuează apele uzate în sistem după o eventuală preepurare, în condiții calitative similare.

În cazul în care condițiile de mai înainte sînt îndeplinite, cotele de investiții I_i și de cheltuieli anuale C_i care revin folosinței i din investițiile totale I și din cheltuielile totale C sînt:

$$I_i = \frac{P_i}{P} I; \quad C_i = \frac{P_i}{P} C, \tag{VII.30}$$

unde P reprezintă cantitatea totală pe sistem și P_i cantitatea aferentă folosinței i din mărimea, în proporție cu care se efectuează repartiția.

4.3. METODA REPARTIZĂRII COSTURILOR PROPORȚIONAL CU INVESTIȚIA LIMITĂ

Metoda repartizării costurilor proporțional cu investiția limită este aplicabilă la toate sistemele cu folosințe multiple pentru acele folosințe care prezintă același grad de necesitate [22].

Pentru repartiția costurilor pe folosințe se ține seama de anumite condiții, care se reflectă în modul de repartizare sau de verificare.

4.3.1. **Condiții care conduc la criteriile de repartizare.** *Criteriul 1. Cotele din costurile comune aferente unei anumite folosințe nu pot depăși valorile limită de la care aceste cote ar conduce la depășirea eficienței economice comparative normate pentru folosințele respective în raport cu soluția de înlocuire cea mai avantajoasă economic.*

Criteriul 2. Cotele din costurile comune aferente unei anumite folosințe nu pot depăși valorile limită de la care aceste cote conduc la depășirea eficienței economice proprii normate pentru folosințele respective.

Repartizarea costurilor pe baza acestor criterii se face în ipoteza că atît investițiile cît și cheltuielile anuale se repartizează în același raport între diferitele folosințe: ca urmare, notînd cu I_K investițiile totale în lucrări comune, cu C_K cheltuielile anuale totale în lucrări comune și cu $I_{K.a} \ldots\ldots I_{K.i} \ldots\ldots I_{K.n}$ respectiv $C_{K.a} \ldots\ldots C_{K.i} \ldots C_{K.n}$ cotele de investiții și de cheltuieli anuale aferente folosințelor $a \ldots i \ldots n \ldots$ se poate scrie relația:

$$\frac{C_K}{I_K} = \frac{C_{K.a}}{I_{K.a}} = \ldots = \frac{C_{K.i}}{I_{K.i}} \ldots = \frac{C_{K.n}}{I_{K.n}} = \alpha. \qquad \text{(VII.31)}$$

Ținînd seama de relațiile (VII.32 și VII.33) se pot calcula, pentru fiecare folosință i, cotele limită de investiție care pot fi suportate de folosința respectivă conform celor două criterii de mai înainte și anume:

Criteriul 1

$$I_{i \cdot lim_1} = \frac{T_N (C_i' - C_{sp.i}) - I_{sp.i} + I_i'}{1 + \alpha T_N}; \qquad \text{(VII.32)}$$

Criteriul 2

$$I_{i \cdot lim_2} = \frac{T_N (V_{b.i} - C_{sp.i}) - I_{sp.i}}{1 + \alpha T_N}, \qquad \text{(VII.33)}$$

unde: T_N este timpul de recuperare normat;

$I_{sp.i}$ și $C_{sp.i}$ — investițiile și cheltuielile anuale în lucrările specifice aferente folosinței i;

I_i' și C_i' — investițiile și cheltuielile anuale în soluțiile de înlocuire pentru folosința i;

$V_{b\,i}$ — venitul brut al folosinței i corespunzător deservirii sistemului hidrotehnic.

Comparînd pentru fiecare folosință cele două limite astfel determinate rezultă investiția limită aferentă fiecărei folosințe:

$$I_{i\cdot lim} = \min (I_{i.lim_1}, I_{i.lim_2}). \tag{VII.34}$$

Investițiile și cheltuielile anuale în lucrări comune se repartizează între folosințele $a \ldots i \ldots n$, proporțional cu aceste valori limită, pe baza relațiilor:

$$I_{K\cdot i} = I_{i\cdot lim} \frac{I_K}{\sum_{x=a}^{x=n} I_x \lim}; \tag{VII.35}$$

$$C_{K\cdot i} = \alpha I_{K\cdot i}. \tag{VII.36}$$

Observații. 1) Pentru anumite folosințe nu este posibilă aplicarea ambelor criterii; acest caz apare la acele folosințe a căror oportunitate nu se apreciază pe baza eficienței economice, proprii. În asemenea situații se aplică numai un singur criteriu care reprezintă și criteriul caracteristic.

2) Înainte de a se trece la calculele de repartiție este necesar să se verifice dacă:

$$\sum_{x=a}^{x=n} I_{x.lim} \geqslant I_K.$$

În caz contrar rezultă că, încărcînd la maximum admisibil folosințele nu se pot acoperi investițiile lucrărilor comune și în consecință fie că este necesar să se excludă o folosință din sistem, fie că întreg sistemul nu este justificat economic.

4.3.2. **Condiții care conduc la criteriile de verificare.** Cotele de investiții care revin fiecărei folosințe se verifică pe baza criteriilor de verificare.

Investițiile suplimentare necesare includerii unei folosințe într-un sistem hidrotehnic sînt diferite, după ordinea de includere a folosinței în sistem. Considerînd toate succesiunile posibile de includere a unei folosințe date în sistemul analizat se poate determina o situație, cea mai avantajoasă, pentru care sporul de investiție pentru includerea folosinței în sistem este minimă și o situație cea mai dezavantajoasă pentru care acest spor de investiție este maxim. Fie I_{min} și I_{max} aceste două limite.

Ținînd seama de aceste limite rezultă următoarele criterii de verificare:

Criteriul A. O folosință nu poate fi avantajată mai mult decît rezultă din punerea ei în situația cea mai favorabilă de includere în complex.

Criteriul B. O folosință nu poate fi dezavantajată mai mult decît rezultă din punerea ei în situația cea mai dezavantajoasă de includere în complex.

Valorile limită de verificare determinate, în conformitate cu cele de mai înainte, se utilizează în următoarele scopuri:

— verificarea oportunității includerii în sistem a unor folosințe;

— verificarea repartiției efectuate conform criteriilor de repartiție și eventuala corectare a repartiției costurilor lucrărilor comune.

În vederea verificării oportunității includerii în sistemul cu folosințe multiple a unei folosințe oarecare i se compară valoarea investiției minime de verificare $I_{i.min}$ cu investiția limită $I_{i.lim}$. Dacă:

$$I_{i.min} > I_{i.lim}, \tag{VII.37}$$

rezultă că cota maximă din investiția în lucrări comune pe care o poate suporta folosința i este mai mică decît investiția care rezultă din situarea acestei folosințe în poziția cea

mai favorabilă. Rezultă că folosința nu poate suporta în condiții economice nici cota cea mai favorabilă și, în consecință, includerea ei în sistem nu este justificată.

Dacă :

$$I_{i.min} \leqslant I_{i.im}, \tag{VII.38}$$

folosința poate suporta mai mult decît cota corespunzătoare poziției celei mai favorabile și, în consecință, poate fi inclusă în sistem.

În vederea verificării repartiției investițiilor pe folosințe, efectuată conform criteriilor de repartizare, se verifică dacă, pentru fiecare folosință în parte, se respectă condiția :

$$I_{i.min} \leqslant I_{K.i} \leqslant I_{i.max}. \tag{VII.39}$$

Pentru folosințele care satisfac această condiție repartiția anterioară este admisibilă.

Dacă una sau mai multe folosințe nu îndeplinesc condiția din relația (VII.39) cotele repartizate se corectează în modul următor :

— dacă $I_{K.i} < I_{i.min}$ se introduce $I_{K.i} = I_{i.min}$;

— dacă $I_{K.i} > I_{i.max}$ se introduce $I_{K.i} = I_{i.max}$.

În acest mod se stabilesc cotele care revin unei anumite părți de folosințe. Repartizarea părții nerepartizate din investiția totală se efectuează proporțional cu investițiile limită ale restului de folosințe reluînd procedeul indicat anterior. Repartiția rezultată se verifică din nou, după criteriile de verificare, făcîndu-se eventualele corecții noi necesare și reluîndu-se, dacă este cazul, repartiția prin aproximații succesive, pînă la îndeplinirea tuturor condițiilor.

4.4. REPARTIȚIA COSTURILOR PE GRUPE DE FOLOSINȚE CU GRADE DE NECESITATE DIFERITE

În cazul în care nu toate folosințele incluse într-un sistem hidrotehnic au același grad de necesitate pentru economia națională, aceste folosințe se grupează pe grade de necesitate. În asemenea situații se ridică problema repartizării costurilor totale în lucrările comune pe grupe de folosințe avînd același grad de necesitate; în cadrul fiecărei grupe, repartiția cotei de investiții se efectuează prin metoda proporționalității cu investiția limită indicată anterior.

Repartiția pe grupe de necesitate se efectuează pe baza metodei includerii grupei suplimentare de folosințe în sistem. În acest scop se dimensionează întîi sistemul pentru grupa de folosințe cu grad maxim de necesitate. Investițiile în lucrările comune aferente sistemului astfel dimensionat se alocă acestei grupe de folosințe.

În continuare se redimensionează sistemul introducîndu-se și folosințele cu grad de necesitate imediat inferior. Diferența între investițiile sistemului astfel dimensionat și investițiile sistemului dimensionat anterior se afectează grupului de folosințe reprezentînd gradul al doilea de necesitate.

Procedeul se continuă introducîndu-se succesiv cîte un grup de folosințe pînă la epuizarea posibilităților tehnice de dezvoltare și deservire ale sistemului, în condițiile eficienței economice faborabile a introducerii în sistem a grupurilor succesive de folosințe cu grade de necesitate descrescătoare.

5. UTILIZAREA INDICATORILOR SINTETICI AI EFICIENȚEI ECONOMICE

5.1. GENERALITĂȚI

Criteriul principal al determinării oportunității unei investiții sau al determinării capacității ei de producție îl constituie criteriul de necesitate al economiei naționale, căruia criteriul eficienței economice îi este subordonat. Astfel, o investiție, indiferent de eficiența ei economică, nu va fi luată în considerare spre realizare decît dacă produsul respectiv este necesar economiei.

În ceea ce privește amenajările de gospodărire a apelor sau cele hidrotehnice, nici una din acestea, considerată izolat, nu depășește capacitatea de producție necesară pentru economia națională. În condițiile economiei țării noastre, nici una din uzinele hidroelectrice realizabile nu depășește ca putere instalată sau ca producție de energie necesitățile sistemului energetic, nici unul din sistemele de irigație sau din sistemele de combatere a inundațiilor nu duce la un spor de producție agricolă mai mare decît sporul necesar economiei naționale. Astfel, în analiza economică a acestor amenajări trebuie să se țină seama de faptul că sînt destinate să conlucreze cu alte amenajări de același specific care urmează a fi realizate practic simultan pe teritoriul țării.

Rezultă că problema principală a analizei eficienței economice nu o constituie aprecierea oportunității economice a unei anumite investiții ci cea de optimizare a diferiților parametri ai investițiilor luate în considerare. Avînd în vedere faptul că analiza eficienței economice și optimizarea pe ansamblul amenajărilor realizabile pe teritoriul țării nu este practic posibilă în stadiul actual, o etapă de studiu în vederea alegerii acelor amenajări care trebuie atacate cu prioritate o constituie serierea economică a amenajărilor posibile.

În analiza eficienței economice trebuie să se țină seama de faptul că, în general, investițiile pot fi grupate în:

— investiții care utilizează resurse sau rezerve limitate pe teritoriul țării;

— investiții care utilizează resurse sau rezerve practic nelimitate pe teritoriul țării.

În prima categorie se încadrează în principal investițiile industriei extractive, cele de amenajare a teritoriului agricol și cele de valorificare a resurselor de apă.

În studiul investițiilor care utilizează resurse sau rezerve limitate, trebuie să se aibă în vedere că, pe lîngă condiția de eficiență economică, se pune problema conservării potențialului natural limitat, pentru a nu se crea situații în care amenajările realizate într-o anumită etapă să frîneze dezvoltarea economică ulterioară. Astfel de exemplu, ținînd seama de posibilitățile limitate de acumulare a apei ale bazinelor hidrografice, cînd se studiază oportunitatea economică de realizare a unei acumulări într-un bazin hidrografic, amenajările posibile se analizează la proporțiile maxim tehnic rațional posibile în amplasamentul fiecărei acumulări (eventual ținînd seama de posibilitățile de realizare în etape). Astfel, în cazul investițiilor de amenajare a unor resurse limitate, condiția de optimizare a unor parametri este aplicabilă numai în limita în care nu atrage după sine compromiterea amenajării ulterioare a întregului potențial.

5.2. SERIEREA ECONOMICĂ A POSIBILITĂȚILOR TEHNICE DE VALORIFICARE A RESURSELOR

5.2.1. **Posibilități de amenajare seriabile.** Studiile de seriere economică a posibilităților tehnice de valorificare a resurselor au ca scop furnizarea unor elemente cu privire la alegerea amenajărilor, a căror realizare este economic mai oportună în etapele mai

apropiate. Alegerea definitivă a amenajărilor care se includ în planurile de dezvoltare se face ținînd seama în paralel de un ansamblu de factori economici și social-politici: dezvoltarea proporțională a diferitelor regiuni ale țării, disponibilul de brațe de muncă, posibilitățile de valorificare superioară a produselor, posibilitățile de transport a produselor etc.

5.2.2. **Criteril de seriere.** În mod uzual, criteriul de seriere utilizat în prezent îl constituie timpul de recuperare propriu (în cazul amenajărilor hidroameliorative) sau comparativ față de o soluție de înlocuire normată (în cazul amenajărilor hidroenergetice).

Deși, în linii mari, serierea rezultată prin utilizarea acestui criteriu duce la rezultate acceptabile, utilizarea criteriului timp de recuperare propriu pentru seriere nu este în sine corectă. Astfel, timpul de recuperare propriu sau comparativ cu o soluție normată poate servi la determinarea faptului dacă investiția analizată este eficientă sau nu pentru economia națională, după cum este mai mare sau mai mic decît timpul de recuperare normat; teoretic el nu reprezintă însă decît o măsură orientativă a intensității eficienței economice.

Exemplu. Fie două sisteme de irigație, realizînd amîndouă un venit brut (valoare a producției) de 4 000 lei/ha. Primul sistem necesită investiții de 10 000 lei /ha și cheltuieli anuale de 1 500 lei/ha, timpul de recuperare propriu fiind de 4 ani. Cel de al doilea sistem necesită investiții de 13 300 lei/ha și cheltuieli anuale de 1100 lei/ha, timpul de recuperare propriu fiind de 4,6 ani. Dacă s-ar include cele două amenajări într-o seriere, ar apare prima amenajare mai avantajoasă decît cea de a doua.

După cum s-a arătat în cap. 3 dintre două soluții echivalente se alege varianta optimă pe baza criteriului timpului de recuperare comparativ. Aplicînd acest criteriu celor două amenajări rezultă timpul de recuperare comparativ 8, 2 ani, de unde rezultă că este economic justificată alegerea celei de a doua variante. Se constată că serierea după criteriul timpului de recuperare propriu nu scoate în evidență varianta cea mai avantajoasă.

Din acest motiv este preferabilă utilizarea pentru serierea economică a amenajărilor criteriul raportului dintre veniturile brute și costuri.

Exemplu. Aplicînd acest criteriu la amenajările analizate în exemplul anterior, se constată că raportul dintre veniturile brute și costuri este 1,6 pentru prima varianta și 1,65 pentru cea de a doua, de unde rezultă că varianta preferabilă din punctul de vedere al serierii este varianta a doua care are raportul mai mare.

În cazul posibilităților de regularizare a debitelor, acumulări și derivații, nu este posibilă aplicarea pentru seriere a unuia din criteriile de mai înainte, deoarece în prezent nu este încă determinată valoarea venitului realizabil prin aceste lucrări și nici nu este posibilă introducerea unor soluții de înlocuire normate. Din acest motiv, în asemenea situații se utilizează în general un indicator specific cuprinzînd cheltuielile globale de calcul specifice raportate la volumul acumulat sau la debitul regularizat, avînd în vedere că de obicei cheltuielile anuale ale lucrărilor de regularizare a debitelor sînt practic proporționale cu valoarea investițiilor, se utilizează în mod curent pentru seriere, investițiile specifice; alegerea investiției specifice ca criteriu de seriere trebuie făcută cu discernămînt, neputînd fi concludentă dacă între lucrările seriate apar amenajări cu pompare (derivații, acumulări umplute prin pompare din alte cursuri de apă) sau în alte situații în care ipoteza proporționalității cheltuielilor anuale cu investițiile nu este corectă.

5.3. CALCULE DE OPTIMIZARE

5.3.1. **Optimizarea parametrilor generali ai unei amenajări.** Ca ipoteză de bază a optimizării parametrilor generali ai unei amenajări se consideră că toate amenajările care prezintă o eficiență economică mai favorabilă decît cea normată sînt necesare economiei naționale.

Pentru optimizarea parametrilor generali ai unei amenajări se construiește corelația între un indicator al eficienței economice (timp de recuperare, raportul venituri/costuri, indicele de eficiență economică) determinat pentru extinderea amenajării, funcție de gradul de dezvoltare al amenajării.

De exemplu, pentru amenajările de irigații se determină corelația între timpul de recuperare al investiției necesare extinderii unui sistem de irigații pe o suprafață de 1 ha funcție de suprafața sistemului; pentru amenajările hidroenergetice se determină corelația între timpul de recuperare al investiției necesare extinderii puterii instalate cu 1 kW în funcție de puterea instalată a centralei etc.

Gradul de dezvoltare optim este cel pentru care eficiența economică a extinderii amenajării devine egal cu eficiența economică normată (fig. VII.2).

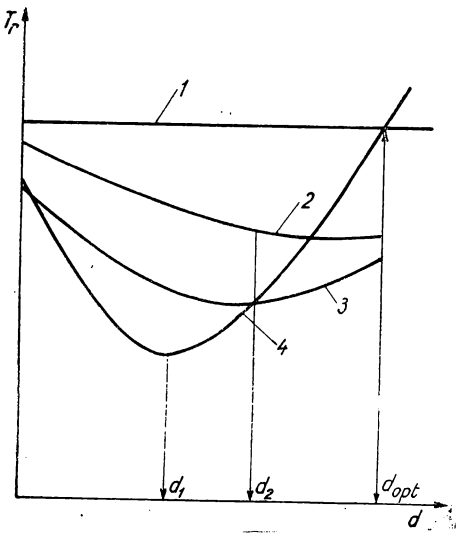


Fig. VII.2. Determinarea gradului optim de dezvoltare a unei amenajări:

1 — timpul de recuperare al soluțiilor de compensare; *2* — idem al ansamblului format din sistemul analizat (pînă la gradul de dezvoltare studiat și al soluțiilor de compensare pentru restul amenajării; *3* — idem al sistemului analizat; *4* — idem al sporului de amenajare în cadrul sistemului analizat.

Demonstrație. Să admitem că s-a demonstrat, prin calcule anterioare, că extinderea unui sistem este justificată economic pînă la un grad de dezvoltare d_1 și se analizează oportunitatea economică a extinderii sistemului pînă la gradul de dezvoltare $d_2 = d_1 + \Delta d$. În acest caz sînt posibile două soluții:

— extinderea gradului de dezvoltare a sistemului cu Δd; această soluție prezintă timpul de recuperare T_{rd_1};

— realizarea sistemului numai pînă la gradul de dezvoltare d_1 și realizarea extinderii Δd în altă parte; deoarece toate amenajările realizabile în altă parte pe teritoriul țării, care prezintă un timp de recuperare mai mic decît cel normat, sînt oricum necesare economiei naționale și ca atare se consideră angajate, rezultă că în această soluție extinderea poate fi realizată numai în zone care prezintă un timp de recuperare superior valorii T_N sau, la limită egale cu acesta.

Comparînd cele două soluții se constată că soluția extinderii sistemului analizat este mai avantajoasă decît soluția de realizare a extinderii în altă parte atît timp cît $T_{rd} < T_N$.

Se constată că, în cazul analizei gradului optim de extindere a unei amenajări, optimizarea nu se atacă din punctul de vedere al acestui sistem izolat (care ar corespunde pe diagrama valorii T_r minime) ci din punctul de vedere al economiei naţionale. În acest sens gradul optim de dezvoltare a unei amenajări poate fi definit ca reprezentînd gradul de dezvoltare pînă la care extinderea sistemului analizat este mai eficientă economic decît realizarea unor lucrări încă neangajate în altă parte a teritoriului ţării. Soluţia reprezintă un optim pe economia naţională şi nu o limită cum este uneori interpretată. Pentru punerea în evidenţă a acestui optim se va construi curba cheltuielilor globale de calcul pentru gradul de extindere a folosinţei necesar economiei naţionale; fie D acest grad. Pentru atingerea acestui grad de dezvoltare este posibilă analizarea unei infinităţi de soluţii în care sistemul analizat se extinde pînă la gradul de dezvoltare d iar pe restul teritoriului amenajările se extind pînă la gradul de dezvoltare $D-d$. Construindu-se curba cheltuielilor globale de calcul pentru sistemul analizat şi pentru restul amenajărilor de pe teritoriu pentru diferite valori ale gradului de dezvoltare d şi însumînd aceste cheltuieli se poate constata că diagrama de variaţie a cheltuielilor globale prezintă un minim pentru valoarea d_{opt} determinată în modul expus (v. fig. VII.2).

5.3.2. **Optimizarea anumitor parametri constructivi ai unei amenajări.** Pentru optimizarea anumitor parametri constructivi ai unei amenajări de gospodărire a apelor analiza economică se limitează la stabilirea efectelor economice în cadrul amenajării studiate (de exemplu determinarea diametrului economic al unor conducte sau galerii, determinarea secţiunii economice a unor canale, determinarea numărului optim de agregate al unei staţii de pompare sau al unei uzine hidroelectrice etc.). Această limitare este posibilă în cazurile în care variaţia parametrilor constructivi respectivi nu influenţează capacitatea generală de producţie a amenajării (de exemplu, în determinarea diametrului economic al unei conducte se ţine seama că la diametre mai mici sînt necesare investiţii mai reduse în conductă, însă investiţii mai mari în staţia de pompare şi cheltuieli mai mari pentru energia de pompare, debitul tranzitat fiind însă constant).

Capacitatea de producţie (şi deci veniturile brute) fiind constante pentru întreaga gamă de variaţie a parametrilor, rezultă că optimizarea constă în minimizarea cheltuielilor globale de calcul. Astfel, pentru determinarea soluţiei optime se calculează investiţiile şi cheltuielile anuale ale sistemului studiat, pentru o gamă de variaţie a parametrilor (fig. VII. 3), pe baza cărora se determină diagrama de variaţie a cheltuelilor globale de calcul şi valoarea corespunzătoare a cheltuielilor globale de calcul minime.

Un exemplu al unei asemenea aplicări pentru calculul diametrului economic al conductelor este dat în literatura de specialitate [23].

Se atrage atenţia că adeseori se indică în literatură formule sau diagrame pentru parametrul optim economic al unor construcţii; în marea majoritate a cazurilor valoarea acestui parametru economic este determinată pe baza unor metodologii mai vechi de calcul al eficienţei economice. De asemenea, independent de metodologia de calcul adoptată, formulele sînt valabile numai dacă investiţia intră în producţie de regim în anul imediat următor anului terminării investiţiei.

După aceeaşi metodologie se poate determina şi combinaţia optimă economică în exploatare a doi factori care se pot înlocui (de exemplu, combinaţia optimă economică a două tipuri de îngrăşăminte cu acelaşi efect).

Pentru optimizarea parametrilor constructivi (sau pentru optimizarea combinaţiei a doi factori care se pot înlocui) se poate adopta următorul procedeu grafic (fig. VII.4);

Fie X şi Y cei doi parametri de care depinde realizarea efectului Z (de exemplu X = diametrul unei conducte, Y = înălţimea de refulare a pompei, Z = debitul tranzitat),

între care se poate trasa curba de corelație $Y = f(X)$. Oricare punct al curbei permițînd atingerea efectului necesar Z, se pune problema determinării acelui punct care corespunde cheltuielilor totale de calculul minim.

Pentru aceasta se poate trasa, pe aceeași diagramă, o serie de izolinii de egale cheltueli totale de calcul, o asemenea izolinie reunește în planul XoY totalitatea combinațiilor între valorile X și Y care se pot realiza cu o valoare dată a cheltuielilor totale de calcul. Costul minim este cel care corespunde izoliniei care este tangenta (cea mai apropiată de origine) la curba de corelație $Y = f(X)$, punctul de tangență corespunzînd combinației optime economice dintre X și Y.

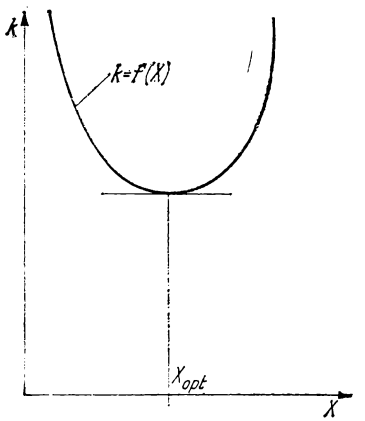


Fig. VII.3. Optimizarea unor parametri constructivi ai unei amenajări.

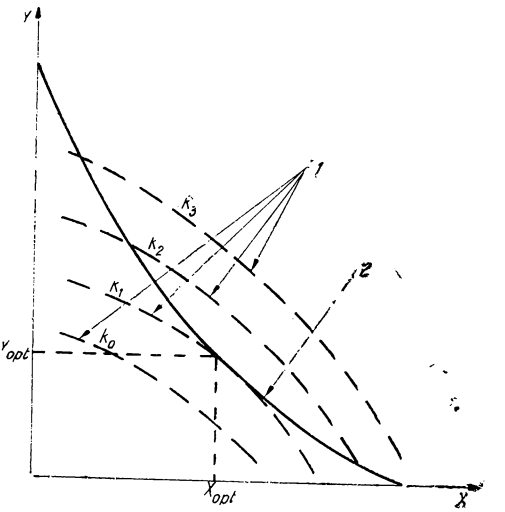


Fig. VII.4. Optimizarea a doi parametri constructivi sau optimizarea a doi factori care se pot înlocui:
1 — izoliniile cheltuielilor globale de calcul; *2* — curba de corelație $Y = f(X)$ pentru realizarea efectului Z.

5.3.3. **Optimizarea unor factori de exploatare.** În cursul exploatării amenajărilor de gospodărire a apelor apar situații în care trebuie luate hotăriri care influențează volumul producției, în cursul exploatării în care nu mai este posibilă modificarea investițiilor. În asemenea probleme optimizarea constă în determinarea soluției în care veniturile nete sînt maxime.

Un exemplu al unei asemenea hotărîri îl constituie determinarea normei de irigare care poate fi economic aplicată pe terenurile amenajate pentru irigații.

Fie X factorul variabil care influențează producția Y (de exemplu X = norma de irigare, Y producția de regim irigat), între cei doi factori putînd fi trasată corelația $Y = f(X)$. Ținînd seama de corelația $C = f'(X)$ dintre cheltuielile de exploatare și factorul variabil și de corelația $V_b = k\,Y$ dintre venitul brut și volumul producției, corela-

ția $Y = f(X)$ poate fi transformată într-o corelație $V_b = f(C)$. Venitul net maxim corespunde punctului în care ΔV_b devine mai mic decît ΔC adică punctului în care (dacă ambele mărimi sînt reprezentate la aceeași scară) panta curbei scade sub 45°; acest punct se poate determina grafic trasîndu-se tangenta de 45° la curba $V_b = f(C)$, (fig. VII.5).

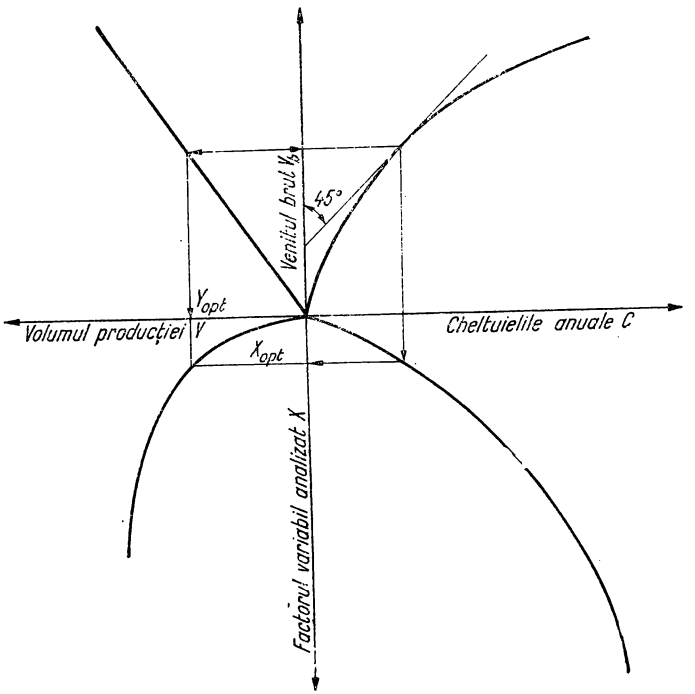


Fig. VII.5. Optimizarea unor factori de exploatare.

5.3.4. **Optimizarea repartiției unor factori limitați.** În unele cazuri apare în cursul exploatării problema optimizării repartiției unor factori limitați între diferite folosințe echivalente (de exemplu, în anii neasigurați, în care apa nu este suficientă pentru totalitatea terenurilor irigate, determinarea normei care trebuie aplicate pe diferitele terenuri, soluțiile posibile variind între cea de a iriga cu întreaga normă o parte din suprafață și a se renunța la irigarea restului suprafețelor și cea de a repartiza cantitatea de apă disponibilă egal la toate terenurile irigate).

În asemenea situații se pot recomanda următoarele două soluții:

— adoptarea soluției care realizează volumul maxim al producției; această soluție se recomandă în situațiile în care produsul obținut este absolut necesar economiei naționale, independent de considerentele de preț de cost;

— adoptarea soluției care realizează venitul net maxim ; această soluție se recomandă în situațiile în care produsul obținut poate fi înlocuit în cadrul economiei naționale.

Ambele soluții se rezolvă pe baza unor metode similare cu cele expuse anterior.

6. PARTICULARITĂȚILE CALCULELOR ECONOMICE ÎN SPECIFICUL DIFERITELOR FOLOSINȚE ALE LUCRĂRILOR DE GOSPODĂRIRE A APELOR ȘI HIDROTEHNICE

6.1. PARTICULARITĂȚILE CALCULULUI EFICIENȚEI ECONOMICE A LUCRĂRILOR DE HIDROAMELIORAȚII (ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE)

6.1.1. **Generalități.** Calculul eficienței economice a lucrărilor de îmbunătățiri funciare prezintă o serie de particularități economice și anume :

— lucrările de îmbunătățiri funciare au drept rol esențial înlăturarea pagubelor cauzate de inundații și de excesul sau deficitul de apă din sol ;

— realizarea efectelor economice ale lucrărilor de îmbunătățiri funciare se obține prin participarea concomitentă a unui ansamblu de mijloace de producție, ceea ce necesită luarea în considerare și a surplusului de mijloace de producție necesare în acest scop, în afara lucrărilor hidroameliorative ;

— eficiența economică a investițiilor în lucrări de îmbunătățiri funciare este influențată în mare măsură de condițiile în care se desfășoară procesele de producție de pe terenurile ameliorate ; în mod reciproc, eficiența economică a exploatării terenurilor ameliorate este condiționată de gradul de eficiență economică a lucrărilor de hidroameliorație ; este necesară punerea în evidență a ambelor aspecte, atît a celor privind procesele de producție cît și a celor privind investițiile ameliorative corespunzătoare ;

— acțiunea lucrărilor de îmbunătățiri funciare are un efect economic direct care poate fi stabilit cu oarecare aproximație ; în general este rațional ca acest efect să fie limitat la rezultatele obținute în ramura producției vegetale, iar în cazul indiguirilor să se includă și pagubele care se pot evita la diverse obiecte și mijloace fixe ;

— realizarea efectului economic al lucrărilor de îmbunătățiri funciare implică acțiunea neîntreruptă a acestor lucrări ; la terminarea duratei de exploatare, înlocuirea obiectelor sau diverselor părți din aceste lucrări nu se face dintr-o dată, la un anumit moment pentru întreaga lucrare, ci treptat, în raport cu uzura fizică sau morală a obiectelor sau părților componente ;

— efectul economic al lucrărilor de îmbunătățiri funciare se determină prin compararea cu situația anterioară acestor măsuri, care este dependentă de condițiile climatice ; astfel, chiar dacă s-ar admite că producția în regim ameliorat este practic constantă aportul de producție față de situația neameliorată prezintă fluctuații de la un an la altul ; în prezent, efectul economic de regim al lucrărilor hidroameliorative se consideră la nivelul productivității medii multianuale (pentru metodele moderne care țin seama de variația acestui efect, v. Cap. 7).

6.1.2. **Etapele metodologice ale calculelor economice ale lucrărilor hidroameliorative.** Într-o primă etapă de calcul se efectuează studiul condițiilor naturale, economice și sociale ale unităților agricole supuse procesului hidroameliorativ cu o analiză distinctă

a situației perimetrului efectiv supus procesului de ameliorare (inundabil, cu exces de umiditate sau irigabil). Principalele aspecte studiate sînt următoarele:

— evoluția relațiilor ecologice în urma realizării lucrărilor hidroameliorative;

— suprafețele ocupate de diversele culturi agricole și de alte folosințe teritoriale (pășuni și fînețe naturale, păduri, lacuri etc.);

— agrotehnica folosită și producțiile obținute, mijloacele de producție utilizate (construcții, plantații, utilaje etc.);

— industriile din zonă, căile de comunicație, așezările omenești și unitățile agricole din zonă pe sectoare economice, sistemul de valorificare a producției;

— situația demografică: populația totală și activă în agricultură;

— pagube înregistrate la culturi și diverse mijloace de producție din cauza inundațiilor, excesului de umiditate și secetelor. Aceste studii servesc atît pentru stabilirea unor elemente de calcul a eficienței economice corespunzător situației dinainte de efectuarea lucrărilor de ameliorație cît și pentru determinarea unui punct de plecare în proiectarea organizării și profilării producției agricole, după realizarea lucrărilor respective.

Într-o a doua etapă se stabilesc elementele profilării și organizării unităților agricole cu terenuri ameliorate. Terenul prevăzut pentru amenajarea ameliorativă este supus unde analize distincte. Principalele elemente de calcul sînt:

— structura folosințelor teritoriale, structura culturilor agricole de pe terenul arabil, producțiile medii la hectar și totale;

— agrotehnica diferențiată care trebuie prevăzută pe terenurile amelilorate;

— efectivele de animale și producțiile corespunzătoare;

— mijloacele de producție necesare;

— forța de muncă necesară și modul de organizare a muncii;

— organizarea teritoriului etc.

Trebuie să existe o concordanță deplină între soluțiile de profilare și de organizare a producției agricole și soluțiile tehnice ale lucrărilor de ameliorație. De asemenea, trebuie realizată o corelație cît mai strînsă între diversele laturi ale proceselor economice desfășurate în unitățile agricole respective și care se concretizează prin realizarea unor balanțe economice cît mai echilibrate. Profilul și modul de organizare a producției trebuie să conducă la realizarea unui efect economic optim, rezultat din confruntarea mai multor variante posibile.

Într-o a treia etapă metodologică se stabilește valoarea elementelor de calcul și se efectuează calculele de eficiență economică. Aceste calcule încep să se facă chiar pe parcursul elaborării profilului în strînsă corelație cu profilarea și organizarea producției agricole. În această etapă a proiectării se determină valoarea elementelor necesare calculelor de eficiență economică. Utilizînd aceste elemente se compară economic variantele și ulterior se stabilesc indicatorii eficienței economice pentru varianta optimă.

6.1.3. **Calculul efectului net al investițiilor hidroameliorative.** Calcularea efectului net al lucrărilor de hidroameliorații se face față de o situație neameliorată considerată normală, astfel încît să se înlăture în cea mai mare măsură influența nejustificată a unui surplus de mijloace de producție în afară de cele hidroameliorative. Profilul normal de comparație, în cazul studiului lucrărilor de irigație, caracterizează o situație neirigată cu intensivitate economică maximă și rațional posibilă în condițiile naturale și economice ale perimetrului studiat; în studiul lucrărilor de combatere a inundațiilor și de desecare se consideră profilul normal din situația ulterioară ameliorării, la nivelul agrotehnic existent în zonă dar în noile condiții ameliorate

În ambele cazuri este necesar să se adauge:

— la investițiile pentru irigații, un surplus de investiții, considerate colaterale, în mijloace fixe de producție agricolă deoarece, în general, cultura irigată impune capaci-

tăți de producție suplimentară (construcții, utilaje etc). chiar în comparație cu o agricultură neirigată de mare intensivitate;

— la investițiile pentru lucrări de combatere a inundațiilor și desecări, un surplus de investiții, considerate de asemenea colaterale, în mijloace fixe de producție, mai ales în cazul terenurilor care din cauza inundațiilor sau a excesului de umiditate nu au fost cultivate sau au fost cultivate foarte extensiv.

În cazul calculării eficienței economice a investițiilor în lucrări de ameliorări de sărături, de nisipuri, de combaterea eroziunii solului legate de lucrările de combatere a inundațiilor, de desecări sau de irigații este necesar să se adauge la investiții surplusul necesitat de aceste amenajări (terasamente și lucrări hidrotehnice suplimentare, amendamente, plantații etc.) și să se adauge de asemenea atît cheltuielile anuale de întreținere, funcționare și amortizare cît și cele agrotehnice suplimentare corespunzătoare. În sfîrșit, la creșterea valorii producției se adaugă surplusul care rezultă din lucrările suplimentare respective.

6.2. PARTICULARITĂȚILE CALCULULUI ECONOMIC PENTRU LUCRĂRILE HIDROENERGETICE

În calculele economice pentru lucrări hidroenergetice se ține seama de faptul că uzinele hidroenergetice nu constituie singura soluție pentru acoperirea necesarului de energie electrică și că, chiar în cazul în care s-ar realiza totalitatea uzinelor hidroelectrice posibile tot apare necesară, pentru acoperirea cerințelor sistemului energetic, realizarea unor alte tipuri de centrale electrice, în general centrale termoelectrice.

În aceste condiții, soluțiile de realizare a unor uzine hidroelectrice trebuie comparate, pe baza indicatorului eficienței economice comparative, cu soluțiile de obținere a aceluiași efect energetic prin centrale termoelectrice. În acest scop se utilizează pentru comparație cîteva soluții normate de înlocuire a energiei hidroelectrice cu energie termoelectrică. În prezent se iau în considerare ca soluții de înlocuire pentru uzine de bază centrale termoelectrice cu condensație în grupuri de 300 MW iar pentru uzinele de vîrf și semivîrf centrale cu turbine cu gaze, în ambele situații în ipoteza de combustibil lignit.

În cazurile în care se studiază uzine hidroelectrice în care exploatarea acumulărilor se face în regimul impus de folosința hidroenergetică, sau într-un regim apropiat de acesta împărțirea uzinelor în uzine de bază, semivîrf sau vîrf se face pe baza duratei de utilizare a puterii instalate, considerîndu-se:

— peste 4 000 h/an-uzine de bază;
— pentru 3 000 — 4 000 h/an -uzine de semivîrf;
— sub 3 000 h/an —uzine de vîrf.

În situațiile în care regimul de exploatare al acumulărilor este subordonat altor folosințe, încadrarea unei uzine hidroelectrice se face pe baza unei analize de detaliu a regimului de funcționare.

În determinarea parametrilor centralei termoelectrice de comparație se va ține seama de următoarele:

— prin realizarea uzinei hidroelectrice se va economisi în centrale termoelectrice o putere egală doar cu puterea asigurată a uzinei hidroelectrice; diferența dintre puterea asigurată și puterea instalată a centralei hidroelectrice nu duce la economii de putere instalată în centrala termoelectrică, deoarece ea nu poate fi debitată în rețea decît în perioadele de surplus de apă;

— prin realizarea centralei hidroelectrice se va economisi în centrale termoelectrice combustibilul necesar pentru realizarea întregii energii produse de centrala hidroelectrică, indiferent dacă este asigurată sau nu.

În determinarea parametrilor centralei termoelectrice de comparaţie se ţine seama de diferenţa de consum a serviciilor interne. Astfel, pentru puterea instalată se consideră că :

$$P_{termo} = 1{,}24\ P_{hidro},$$

iar pentru producţia de energie :

$$E_{termo} = 1{,}05\ E_{hidro}.$$

Investiţiile centralei termoelectrice de înlocuire se determină în etape anuale în modul următor :

— pentru centrala propriu-zisă se ia în considerare un indice de 3 540 lei/kW pentru centrale de bază şi de 2 270 lei/kW pentru centrale de vîrf ;

— pentru deschiderile de mine necesare asigurării combustibilului centralelor termoelectrice se ia în considerare un indice de 1 000 lei/t combustibil pe an, consumul specific fiind de 0,340 kg/kW pentru centrale de bază şi 0,520 kg/kW pentru centrale de vîrf.

Cheltuielile anuale ale centralei termoelectrice de înlocuire se determină luîndu-se în considerare :

— pentru exploatarea centralei termoelectrice o cotă de cheltuieli fixe de 280 lei/kW pentru centrale de bază şi de 200 lei /kW pentru centrale de semivîrf şi vîrf.

— pentru combustibil un preţ de 400 lei/t.

6.3. PARTICULARITĂŢILE CALCULELOR ECONOMICE ALE AMENAJĂRILOR PISCICOLE

În calculul eficienţei economice a amenajărilor piscicole se ţine seama, ca şi în cazul amenajărilor hidroameliorative, de investiţiile în mijloace de bază necesare realizării exploatării piscicole (inventar piscicol, magazii de furaje, gheţării etc.) precum şi de cele necesare populării cu puiet a amenajărilor (pepiniere piscicole).

În calculul cheltuielilor anuale se includ :

— cheltuielile legate de întreţinere a lucrărilor ;

— cheltuielile de amortismente ;

— cheltuielile pentru materiale consumate(combustibili şi lubrifianţi, furaje, îngrăşăminte şi amendamente) ;

— cheltuieli pentru salariul personalului de exploatare ;

— cheltuieli pentru materialul de repopulare.

7. TENDINŢE MODERNE IN CALCULELE ECONOMICE

Evoluţia rapidă a ştiinţei în ultimele decenii se resimte şi în domeniul calculelor economice, în care au apărut nu numai numeroase metode noi ci chiar concepţii fundamentale noi. În concepţia modernă, calculele economice au fost integrate într-un domeniu aparte al ştiinţelor economice denumit cercetări operaţionale. Cercetările

operaționale pot fi definite pe scurt ca reprezentînd teoria științifică a deciziilor : astfel, calculele economice sînt privite din punctul de vedere al scopului în care se întocmesc anume luarea unei decizii și sînt încadrate în ansamblul elementelor de alt ordin care pot influența decizia respectivă. Cercetările operaționale au luat o largă extindere și, utilizînd un bagaj de informații însemnat, metode matematice noi și utilaje de mare productivitate (calculatoare electronice) au adus rezultate spectaculoase, astfel încît se poate afirma că în stadiul actual, o hotărîre luată fără fundamentarea științifică corespunzătoare pe baza cercetărilor operaționale are o probabilitate practică nulă de a reprezenta soluția teoretic și practic optimă.

Aici se prezintă succint anumite aspecte caracteristice ale cercetărilor operaționale. Pentru detalieri și pentru aspecte metodologice se va face apel la lucrări de specialitate [29, 33, 34 și 35].

În primul rînd trebuie relevat faptul că, în urma introducerii unor metode de evidență moderne, se dispune de informații de bază extrem de numeroase a căror luare în considerare depășește posibilitățile metodelor clasice de calcul. Ca urmare au fost elaborate diferite metode ale matematicii statistice de pregătire a elementelor pentru fundamentarea deciziilor.

În al doilea rînd, au fost puse la punct o serie de metode de simulare sau modelare matematică ale diferitelor procese; modelarea a cuprins întîi domeniile tehnice și economice de producție, în care, lucrîndu-se cu elemente cantitative, acestea puteau fi prelucrate cu mai multă ușurință; în continuare au fost simulate matematic și alte procese (procese sociale sau politice), simulări care,chiar dacă nu cuprind întreaga complexitate a acestor procese din cauza schematizărilor pe care le implică, totuși permit o orientare, în general mai apropiată de realitate decît o apreciere, a urmărilor anumitor decizii. Astfel, în domeniul gospodăririi apelor s-a ajuns să se modeleze matematic fenomenele hidrologice, plecîndu-se de la o prelucrare statistică a elementelor hidrologice existente; de la această modelare s-a trecut la modelarea matematică a schemelor de gospodărire a apelor. În continuare s-a ajuns să se simuleze ansamblul de efecte economice și sociale ale amenajării unui bazin introducîndu-se diferite ipoteze cu privire la implicațiile în bazinul analizat cît și la legăturile cu ansamblul economiei naționale.

Dintre teoriile cercetărilor operaționale care au o aplicabilitate mai largă în domeniu gospodăririi apelor se relevă teoria hotărîrilor în condiții de risc și de incertitudine. Se definește condiție de risc, situația în care apar în viitor diferite stări posibile, în cazul în care se pot stabili probabilități de apariție ale diferitelor stări. Se definește condiție de incertitudine, situația similară în care însă nu se pot stabili probabilitățile de apariție ale diferitelor stări.

Exemplu. *Situație de risc.* Din calculele de gospodărire a apelor care se efectuează rezultă că un anumit an din viitor poate apărea fie un deficit mai mic decît volumul acumulat fie un deficit mai mare. Deși nu se poate ști care din cele două stări va apărea, este posibil să se indice probabilitatea fiecăreia dintre ele.

Situație de incertitudine. În momentul dimensionării unei acumulări nu se poate cunoaște cu precizie nivelul de dezvoltare a diferitelor folosințe în perspectivă, putîndu-se face diferite ipoteze, în limita potențialelor amenajabile, fără însă a se putea preciza probabilitatea de realizare a uneia sau alteia dintre ele.

Un domeniu deosebit de important de aplicare a cercetărilor operaționale îl constitue cel al planificării, atît la nivel național cît și la nivelul diferitelor unități economice (întreprinderi). Problema de bază în acest domeniu este cea a deciziilor în anumite condiții restrictive, adică problema folosirii optime economice a resurselor. Asemenea tipuri de probleme se ridică, ca un caz particular, și în cazul elaborării planurilor de amenajare a bazinelor hidrografice, precum și în cazurile în care trebuie determinat modul optim de exploatare al unor lucrări existente de gospodărire a apelor sau hidrotehnice.

Pentru o parte însemnată a problemelor de decizii economice se utilizează teoria matematică a jocurilor și a strategiilor, căutîndu-se, în studiul amenajărilor, strategia optimă. În cadrul acestor teorii apar două tipuri de jocuri anume:

— jocuri între doi adversari raționali: teoria acestor jocuri se aplică în momentul în care se analizează diferitele implicații ale amenajării studiate în diferite domenii ale economiei (sau eventual în studiul problemelor sociale);

— jocuri împotriva naturii: teoria acestor jocuri ține seama de faptul că, spre deosebire de cazul anterior, reacția naturii la amenajarea studiată nu are un caracter rațional ci unul aleatoriu; ea se aplică în majoritatea problemelor din domeniul gospodăririi apelor prin care se intervine tocmai asupra unui factor natural (regimul de curgere a apei).

BIBLIOGRAFIE

1. *Hotărîrea Consiliului de Miniștri nr. 3060/1966 privind elaborarea, avizarea și aprobarea documentațiilor tehnico-economice pentru investiții și a proiectelor de sistematizare.*
2. *Hotărîrea Consiliului de Miniștri nr. 1701/1958 privind reglementarea modului de finanțare a organizării șantierelor de construcții montaj și trecerea ca mijloace fixe la organizațiile de construcții montaj a unor construcții și utilaje prevăzute în proiectele de organizare a executării lucrărilor de construcții.*
3. *Instrucțiuni de aplicare a H.C.M. nr. 1701/1958.*
4. *Hotărîrea Consiliului de Miniștri nr. 744/1957 privind întocmirea devizelor lucrărilor de construcții-montaj pe categorii de lucrări și cheltuieli.*
5. *Instrucțiuni C.S.C.A.S. de aplicare a H.C.M. nr. 744/1957. Redactarea 1963.*
6. *Hotărîrea Consiliului de Miniștri nr. 1271/1967 privind administrarea și finanțarea lucrărilor de îmbunătățiri funciare precum și aprobarea tarifelor pentru unele prestări de servicii.*
7. *Decretul nr. 555/1954 privind reglementarea amortizării mijloacelor de bază din întreprinderile și organizațiile economice de stat.*
8. *Decretul nr. 125/1961 privind cotele de amortizare pentru lucrări hidroameliorative.*
9. *Hotărîrea Consiliului de Miniștri nr. 260/1967 privind experimentarea unor noi norme de amortizare a fondurilor fixe.*
10. *Hotărîrea Consiliului de Miniștri nr. 387/1958 privind modul de elaborare a indicilor tehnico-economici în sectorul construcții.*
11. *Ordinul C.S.C.A.S. nr. 65/1960 privind condițiile de aplicare a indicilor plafon de preț și de consum de materiale principale de construcții.*
12. *Ordinul C.S.C.A.S. nr. 158/1960 privind înlocuirea punctului 3 din ordinul C.S.C.A.S. nr. 65/1960 referitor la condițiile de aplicare a indicilor plafon de preț și de consum de materiale principale de construcții.*
13. C. S. C. A.S. *Instrucțiuni privind elaborarea indicilor plafon de preț și de consum de materiale pentru unele categorii de obiecte și de complexe de construcții.*
14. *Ordinul C.S.C.A.S. nr. 101/1960 privind modul de elaborare a indicilor tehnico-economici.*
15. Comitetul de Stat al Planificării și Ministerul Finanțelor. *Instrucțiune cu privire la modul de determinare a eficienței economice a obiectivelor de investiții cu ajutorul indicatorului durata de recuperare a investiției totale.* Buc., 1967.

16. *Îndreptar C.S.A. nr. 21 pentru elaborarea planurilor de amenajare. Determinarea eficacităţii economice a investiţiilor.* Bucureşti. 1961.
17. *Îndreptar C.S.A. nr. 22 pentru elaborarea planurilor de amenajare. Repartiţia investiţiilor în lucrări complexe pe beneficiari.* Bucureşti, 1961.
18. Comitetul de Stat al Planificării, Ministerul Finanţelor, Direcţia centrală de statistică. *Reguli de bază pentru planificarea, evidenţa şi calcularea preţului de cost al producţiei industriale.* Buc., 1967.
19. **** Metodik po opredeleniu ekonomiceskoi effektivnosti ghidrostanţii.* În : Ghidrotehniceskoe Stroitelstvo, nr. 11, 1960.
20. **** Proposed practices for economic analysis of river basin projects.* Interagency Commitete on Water Resources. Subcomittee on Evaluation Standards. U. S. Government printing Office, Washington, D.C. 1958,
21. Stănculescu, M. şi Filotti, A. *Contribuţie la stabilirea unei metode generale pentru determinarea eficacităţii economice a investiţiilor pentru folosinţele de apă.* În : Meteorologia, Hidrologia şi Gospodărirea Apelor, nr. 2, 3 şi 4/1962.
22. Stănculescu, M. şi Filotti, A. *Contribuţii asupra repartiţiei pe folosinţe a investiţiilor şi cheltuielilor anuale aferente sistemelor hidrotehnice complexe.* În Meteorologia, Hidrologia şi Gospodărirea apelor, nr. 1, 1963.
23. Pogany, A. *Determinarea diametrului economic al conductelor.* În : Hidrotehnica, Gospodărirea Apelor, Meteorologia nr. 4, 1965.
24. Gubin, F. F. şi Kuperman, V. L. *Ekonomika vodnogo hoziaistva i ghidrotehniceskogo stroitelstva.* Moskva, Izdatelstvo Literaturî pe Stroitelstvu, 1965.
25. *Problemî ghidroenerghetiki i regulirovniia recinogo stoka.* Moskva, Izdatelstvo Akademii Nauk S.S.S.R. 1960.
26. *Problemî ghidroenergetiki i regulirovaniia recinogo stoka Vipusk* II. Moskva, Izdatelstvo Akademii Nauk S.S.S.R., 1963.
27. *Economia Construcţiilor.* Bucureşti, Editura tehnică, 1962.
28. Krutilla, J. V. şi Eckstein, O. *Multiple purpose river development. Studies in Applied economic Analysis.* Baltimore, John Hopkins Press, 1958.
29. Mass, A. Hufschmidt, M. M. ş. a. *Design of water resource systems.* Cambridge Mass, Harvard University Press, 1962.
30. Haveman, R. H. *Water Resource Investment and the Public Interest,* Nashville Tenn, Vanderbilt University Press, 1965,
31. De Garmo, E. P. *Engineering economy.* New-York, MacMillan, 1960.
32. Guthrie Brown, J. *Hydroelectric Engineering Practice.* Vol. III. Ltd. London-Glasgow, Blackie & Son., 1958.
33. Aurian, J. Boldur, Gh. şi Lazar, D. *Cercetarea operaţională în construcţii.* Bucureşti, Editura ştiinţifică, 1967.
34. Kantorovici, L. V. *Calculul economic al folosirii optime a resurselor.* Bucureşti, Editura ştiinţifică, 1966.
35. Kaufmann, A. *Metode şi modele ale cercetării operaţionale,* Bucureşti, Editura ştiinţifică, 1967.
36. Institutul de Cercetări Economice. *Probleme ale determinării a eficienţei economice a investiţiilor.* Bucureşti, Editura ştiinţifică, 1968.

SECȚIUNEA VIII

ORGANIZAREA ȘI LEGISLAȚIA ÎN DOMENIUL HIDROTEHNIC

Conf. dr. ing. A. NISSIM

CUPRINS

1. Generalităţi 527
2. Reglementări generale în domeniul apelor 528
3. Reglementări în domeniul folosirii apei şi albiilor 530
   3.1. Folosinţe de ape 530
   3.2. Folosirea apelor pentru navigaţie, plutărit, pescuit, scăldat etc. 532
   3.3. Folosirea albiilor 532
4. Protecţia apelor 533
   4.1. Protecţia calităţii apei 533
   4.2. Măsuri pentru menţinerea şi îmbunătăţirea regimului debitelor lichide şi solide 536
   4.3. Protecţia albiilor 536
   4.4. Protecţia amplasamentelor disponibile penru lucrările de gospodărire a apelor 537
5. Prevenirea şi combaterea acţiunii distructive a apelor 537
6. Avizul de gospodărire a apelor 541
7. Autorizaţia de exploatare a folosinţelor de apă 543
8. Măsuri disciplinare în domeniul gospodăririi apelor 544
9. Organizarea activităţii în domeniul apelor 546
   Bibliografie 549

1. GENERALITĂȚI

Activitatea social-economică a omului necesită importante cantități de apă, din care o mare parte se reîntorc în cursurile de apă încărcate cu însemnate cantități de reziduuri. Scurgerea liberă naturală a apelor la suprafața solului, în albii și în straturile subterane poate aduce prejudicii activității omului prin inundații, înmlăștiniri, eroziuni etc. Cu cît activitatea economică este mai dezvoltată și cu cît densitatea populației este mai mare, cu atît problemele legate de utilizarea apelor sînt mai complicate și mai complexe.

Utilizarea apelor, combaterea efectului distructiv al apelor, descărcarea în cursurile de apă a unor ape încărcate cu diverse reziduuri sau a căror calitate este modificată față de cea naturală se face prin realizarea unor lucrări care modifică regimul resurselor de apă. Aceste modificări pot produce influențe, adeseori negative, asupra altor unități care exercită o anumită activitate social-economică și anume:

— folosințe de apă definite prin STAS 1343-66 ca unități de activitate omenească (centru populat, unitate industrială, agrozootehnică, sistem irigat etc.) care au nevoie de apă și își satisfac această nevoie printr-un sistem de alimentare cu apă;

— unități care folosesc apele pentru transport prin plutit (navigație, flotaj etc.), pentru pescuit, agrement etc., care în consecință nu prelevă apa din albii și deci nu au nevoie de un sistem de alimentare cu apă;

— folosințe de teren în albia majoră sau minoră în scopul exploatării agricole, silvice, piscicole, pentru obținerea de material ca argilă, balast, pentru depozitare etc.;

— diferite construcții și amenajări în albie ca: drumuri, poduri, traversări de conducte, linii pentru transportul energiei electrice, clădiri, diguri etc.;

— riverani, adică diferite unități amplasate pe malurile apelor ca drumuri, construcții, exploatări agricole, silvice etc.

Modificările regimului apelor care pot aduce prejudicii unităților menționate sînt în principal următoarele:

— modificarea regimului debitelor ca urmare a efectuării de prelevări de debite, derivații în același bazin sau în alte bazine, baraje de acumulare. Ca urmare a acestor modificări pot apare dificultăți în asigurarea debitelor necesare unor folosințe existente;

— modificarea regimului calității apei ca urmare a restituirii în cursurile de apă de suprafață și în straturile subterane a unor ape încărcate cu reziduuri. Datorită acestor modificări pot apărea dificultăți în asigurarea apei de calitatea cerută de folosințele de apă situate în aval, se modifică condițiile de dezvoltare a vieții în mediul acvatic sau pentru folosirea apei ca mijloc de agrement;

— modificarea regimului nivelurilor ca urmare a construirii de baraje de acumulare și de derivare, diguri, lucrări de regularizări de albii etc. Datorită acestor lucrări poate apărea modificarea gradului de inundabilitate a unor terenuri sau construcții, punerea sub presiune a unor canalizări, ridicarea nivelului apelor freatice, modificarea

regimului de navigaţie sau flotaj, modificarea condiţiilor de prelevare a debitelor în instalaţiile de priză etc.;

— modificarea regimului albiilor prin formarea unor albii minore noi, reactivarea unor albii vechi sau colmatarea lor, eroziuni de mal etc., putînd periclita diferite construcţii din albie ca diguri, poduri etc. sau diferiţi riverani.

Pentru a se preîntîmpina neajunsurile care pot apărea prin modificarea neorganizată a regimului cursurilor de apă, a apărut necesitatea unor reglementări în domeniul apelor. De asemenea, datorită caracterului limitat al resurselor de apă şi mijloacelor importante pe care le pretinde valorificarea lor, apare necesitatea elaborării unei anumite politici în valorificarea acestor resurse.

Gospodărirea apelor cuprinde totalitatea măsurilor şi lucrărilor menite să asigure un regim organizat al apelor, cel mai corespunzător din punctul de vedere al intereselor generale. În cadrul gospodăririi apelor se cuprind toate măsurile şi lucrările în legătură cu:

— folosirea apelor pentru nevoi sociale şi economice;

— prevenirea şi combaterea acţiunii distructive a apelor;

— protecţia apelor.

Reglementările în domeniul apelor sînt cuprinse în diferite legi, Hotărîri ale Consiliului de Miniştri, Standarde şi Instrucţiuni ale Ministerului Agriculturii şi Silviculturii care, în conformitate cu prevederile Decretului nr. 704/1969, este organul central al administraţiei de stat, care înfăptueşte politica statului în domeniul gospodăririi apelor şi al hidrometeorologiei. Reglementările în domeniul apelor se extind la:

— apele de suprafaţă naturală şi artificiale, lacuri naturale şi artificiale, bălţi, scurgeri din precipitaţii, inclusiv albiile, malurile, ostroavele şi insulele;

— apele subterane;

— apele teritoriale ale Mării Negre, inclusiv faleza şi plaja.

În Republica Socialistă România, reglementările de principiu actualmente în vigoare în domeniul apelor sînt cuprinse în:

— Decretul Nr. 143/1953 privind folosirea raţională, amenajarea şi protecţia apelor;

— Decretul Nr. 704/1969 pentru organizarea şi funcţionarea Ministerului Agriculturii şi Silviculturii.

2. REGLEMENTĂRI GENERALE ÎN DOMENIUL APELOR

a) În Republica Socialistă România, conform prevederilor constituţiei, apele aparţin întregului popor, sînt proprietate de stat; ele constituie o bogăţie naturală cu un rol însemnat în economia ţării.

Folosirea raţională a apelor, protecţia calităţii apelor şi apărarea împotriva acţiunii distructive a apelor constituie o sarcină a tuturor organelor de stat şi organizaţiilor socialiste, o îndatorire obştească pentru toţi cetăţenii ţării.

Gospodărirea apelor se desfăşoară planificat. Prin planul de stat se asigură măsurile de dezvoltare a activităţii de gospodărire a apelor în ansamblul său, precum şi coordonarea acestei activităţi cu nevoile de apă ale economiei şi populaţiei: În vederea realizării acestei sarcini, organele de gospodărire a apelor efectuează studii asupra regimului

apelor de suprafață și subterane, publică anuare cu privire la caracteristicile apelor măsurate în stațiile și posturile rețelelor hidrometrice și hidrogeologice de stat, elaborează și țin la zi cadastrul apelor, folosințelor de apă, diferitelor construcții și amenajări ce vin în contatc cu apele. Organele de gospodărire a apelor elaborează bilanțuri ale debitelor pe principalele cursuri de apă, evidențiind debitele disponibile ce pot fi puse la dispoziția folosințelor sau necesitatea de a trece la executarea unor lucrări de acumulare sau derivare pentru a se valorifica noi resurse de apă.

La realizarea și exploatarea lucrărilor, care se întreprind pentru valorificarea unor noi resurse de apă sau pentru combaterea efectului distructiv al apelor, organele de gospodărire a apelor urmăresc folosirea complexă a apelor și lucrărilor hidrotehnice. Astfel, odată cu realizarea lucrărilor pentru utilizarea unor resurse de apă necesare unor folosințe sau pentru combaterea unor efecte distructive ale apelor, se urmărește — în limitele economice acceptabile — asigurarea cerințelor de apă actuale și de perspectivă și al altor folosințe, care se dezvoltă în bazin, precum și rezolvarea altor probleme legate de combaterea efectului distructiv al apelor. De asemenea, se urmărește ca prin lucrările ce se execută să nu se închidă posibilitatea realizării în viitor a altor lucrări, necesare utilizării în continuare a resurselor de apă. Folosirea complexă a apelor presupune folosirea repetată a apelor, ceea ce impune măsuri severe de control al calității apelor, care se descarcă în cursurile de apă.

Documentațiile de bază pentru realizarea folosirii complexe a apelor și pentru planificarea activității de gospodărire a apelor sînt planurile de amenajare a apelor pe bazine hidrografice și planul de amenajare a apelor din Republica Socialistă România, care se întocmesc și se țin la zi de organele de gospodărire a apelor în colaborare cu ministerele, celelalte organe centrale și Consiliile populare județene interesate.

b) În vederea asigurării unui regim organizat al apelor, reglementările stabilesc că „lucrările de orice natură în legătură directă sau indirectă cu folosirea de ape și cu protecția apelor sau cu apărarea împotriva pagubelor produse de ape, precum și acelea care aduc schimbări în scurgerea unei ape se pot executa numai cu avizul organelor de gospodărire a apelor".

Fac excepție apele de suprafață și subterane care pot fi folosite liber de oricine pentru băut, adăpat, spălat, îmbăiat și alte trebuințe gospodărești individuale cu respectarea normelor sanitare, dacă pentru aceasta nu se folosesc instalații sau se folosesc lucrări simple și de capacitate redusă. De asemenea, deținătorii de terenuri pot folosi liber pentru trebuințele lor apele care se adună în mod natural pe aceste terenuri din ploi și zăpezi.

Apele trebuie lăsate să se scurgă liber conform cursului natural, deținătorii terenurilor din aval fiind obligați a primi apele care curg în mod natural din terenurile din amonte. Lucrările de barare a cursurilor de apă, diguri, drumuri, căi ferate, canale și alte lucrări care pot constitui obstacole în scurgerea naturală a apei vor fi astfel executate încît să nu se împiedice această scurgere. Nici o lucrare sau măsură prin care se modifică regimul de scurgere a apelor nu poate fi întreprinsă fără avizul organelor de gospodărire a apelor. Cei ce schimbă fără drept regimul de scurgere a apelor și prin aceasta cauzează pagube altora pot fi obligați să restabilească situația inițială și să plătească despăgubiri pentru pagubele cauzate.

c) Cursurile de apă care intersectează sau formează frontiera de stat sînt, după caz reglementate de convenții speciale încheiate între statele riverane.

3. REGLEMENTĂRI ÎN DOMENIUL FOLOSIRII APEI ŞI ALBIILOR

3.1. FOLOSINŢE DE APĂ

a) Aşa cum s-a arătat mai înainte, conform STAS 1343-66 folosinţa de apă este acea unitate de activitate omenească (centru populat, unitate industrială, agrozootehnică, sistem irigat etc.) care are nevoie de apă şi îşi satisface această nevoie printr-un sistem de alimentare cu apă". Principalele categorii de folosinţe de apă sînt :

— alimentarea cu apă potabilă a centrelor populate ;
— alimentarea cu apă a cîmpurilor irigate şi a obiectivelor agrozootehnice ;
— alimentarea cu apă industrială ;
— utilizarea apei pentru obţinere de energie electrică ;
— utilizarea apei pentru alimentarea de iazuri, eleştee sau alte instalaţii pentru creşterea peştelui ;
— utilizarea apei pentru alimentarea unor lacuri, bazine etc., pentru agrement.

În conformitate cu prevederile Decretului nr. 143/1953, pentru a se obţine dreptul de folosire a apelor pentru orice fel de folosinţă este necesar ca în prealabil executării lucrărilor să se întocmească o documentaţie tehnică, care trebuie să primească avizul conform al organelor de gospodărire a apelor. Legislaţia actuală cu privire la elaborarea, avizarea şi aprobarea documentaţiilor pentru investiţii, H.C.M., nr. 3060/1966, stabileşte că această documentaţie se elaborează pe parcursul elaborării Studiilor tehnico-economice (S.T.E.), iar Instrucţiunile fostului Comitet de Stat al Apelor I-5 - 1967 pentru obţinerea avizului de gospodărire a apelor precizează conţinutul acestei documentaţii. În acest mod de organizare, titularul de investiţie, în momentul aprobării documentaţiei, cunoaşte condiţiile şi lucrările pe care trebuie să le efectueze pentru a putea prelua debitele de care are nevoie şi astfel să stabilească valoarea totală a investiţiei sale.

Fac excepţie de la această procedură, aşa cum s-a arătat mai înainte, folosirea de apă pentru băut, adăpat, spălat, îmbăiat şi alte folosinţe gospodăreşti pentru folosinţe individuale şi fără instalaţii sau cu instalaţii simple şi de capacitate redusă şi folosirea de către deţinătorii unor terenuri a apelor care se adună în mod natural pe aceste terenuri.

O dată cu terminarea execuţiei lucrărilor de captare, titularul de folosinţă de apă este obligat a cere autorizaţie de folosinţă, care se eliberează de organele de gospodărire a apelor după o procedură stabilită de aceste organe prin „Instrucţiuni privind eliberarea autorizaţiilor de exploatare a folosinţelor de apă" elaborate de fostul Comitet de Stat al Apelor. Autorizaţia stabileşte modul în care se va exercita dreptul de folosinţă şi vor fi exploatate lucrările, astfel încît să nu se prejudicieze interesele altor beneficiari de folosinţă sau riverani, să nu se înrăutăţească regimul de curgere şi să se asigure protecţia calităţii apei.

b) Resursele de apă fiind limitate, iar folosirea lor din ce în ce mai completă impunînd investiţii adeseori foarte importante, este indicat să se adopte tehnologii de producţie bazate pe consumuri cît mai mici de apă şi să se economisească apa prin recircularea ei repetată. În vederea unei cît mai juste folosiri a resurselor de apă STAS 1343-66 stabileşte metodologia de determinare a cantităţilor de apă necesară nevoilor diferitelor folosinţe şi fixează norme pentru consumul specific de apă pentru nevoile centrelor populate, industriei, agriculturii, transporturilor şi altor activităţi.

În vederea stimulării reducerii cerinţelor de apă, în unele ţări există reglementări care permit introducerea unor taxe asupra apelor care se prelevă din sursele de apă.

Pentru buna utilizare a resurselor de apă, organele de gospodărire a apelor desfăşoară o activitate permanentă de cunoaştere a apelor şi a regimului lor şi ţin bilanţuri ale debitelor folosite, atribuite şi disponibile pentru principalele surse.

În atribuirea unui debit de apă dintr-o sursă, se acordă prioritate folosinţei de alimentare cu apă potabilă, adică acea apă care este destinată satisfacerii populaţiei şi a unităţilor de deservire socială. Au după aceea prioritate activităţile în care apa reprezintă un element de neînlocuit. Sub acest aspect, apele subterane care pot fi folosite pentru alimentarea cu apă a populaţiei se rezervă de obicei pentru această folosinţă, putînd fi atribuite şi altor folosinte numai în măsura în care nu sînt afectate cerinţele de alimentare cu apă a populaţiei. Folosirea apelor subterane este admisibilă în măsura în care acestea se pot reface. Apele minerale şi termale se gospodăresc potrivit unor norme speciale.

c) Folosirea corectă a resurselor de apă impune menţinerea unei discipline stricte în ceea ce priveşte respectarea prelevării şi restituirii de debite în conformitate cu condiţiile autorizate. În acest scop, organele de gospodărire a apelor impun instalarea de dispozitive pentru măsurarea debitelor prelevate şi restituite şi ţinerea unor evidenţe sistematice a acestor măsurători.

Aceste evidenţe permit, în acelaşi timp, să se introducă corecţiile necesare în măsurătorile sistematice care se efectuează în reţelele hidrologică şi hidrogeologică de stat, obţinîndu-se în acest fel date comparabile cu fondul de date hidrologice cumulate în trecut, pe baza căruia se evaluează resursele de apă şi regimul lor.

d) Ţinînd seama de regimul variabil, adeseori torenţial al cursurilor de apă, satisfacerea completă a cerinţelor de apă în permanenţă şi independent de regimul apelor minime poate antrena investiţii foarte importante în lucrări de regularizare a debitelor, care să fie utilizate foarte rar, în perioadele de secetă deosebită. Ţinînd seama şi de faptul că debitele solicitate sînt strict necesare numai într-o anumită măsură procesului tehnologic sau biologic pe care-l deservesc, se acceptă că pot exista anumite perioade cînd debitele solicitate nu se asigură în întregime. Asftfel, în STAS 1343-66 se stabileşte că „prin asigurarea alimentării cu apă a unei folosinţe se înţelege gradul de satisfacere locoobiect a consumului de apă normat sau al unui proces tehnologic şi ea se exprimă în procente prin raportul dintre numărul de ani în care folosinţei i se poate asigura integral cantităţile de apă pentru consum şi numărul total de ani al perioadei care se ia în considerare".

Acelaşi standard face diferenţa între debitele care satisfac *integral* folosinţa, care se utilizează în special pentru dimensionarea obiectivelor din cadrul sistemului de alimentare cu apă pentru transportul, tratarea şi înmagazinarea apei şi debitele care satisfac *raţional* folosinţa, care se utilizează în proiectare la alegerea surselor de apă şi la stabilirea regimurilor de funcţionare ale sistemului, în exploatarea sistemelor de alimentare cu apă în funcţiune şi în exploatarea resurselor de apă. Cu ajutorul graficelor cantităţilor de apă care satisfac raţional folosinţa se determină cantităţile de apă care se livrează efectiv folosinţei în diferitele situaţii de gospodărire a surselor de apă, volumul acumulărilor şi modul lor de exploatare, cantităţile de apă derivate din alte bazine, precum şi exploatarea sistemelor de alimentare cu apă în funcţiune sau a resurselor de apă.

STAS 3261-63 dă unele indicaţii cu privire la alegerea asigurării de calcul a debitelor necesare alimentării cu apă a industriilor importante şi centrelor populate.

În acelaşi timp, există tendinţa ca asigurările de calcul, cel puţin pentru unele folosinţe, să se stabilească de la caz la caz, pe bază de calcule tehnico-economice.

Dacă din cauze naturale sau din alte cauze obiective resursele de apă se micşorează astfel încît consumurile de apă autorizate nu pot fi asigurate, organele de gospodărire

a apelor pot introduce restricţii temporare în alimentarea cu apă a folosinţelor în funcţie de importanţa social-economică a acestora.

Pentru exploatarea resurselor de apă în perioade de secetă, organele de gospodărire a apelor elaborează planuri de exploatare care, în funcţie de asigurarea de calcul normată şi de importanţa social-economică a folosinţelor de apă, stabilesc restricţiile ce se pot introduce.

e) În conformitate cu prevederile Decretului nr. 143/1953 ,,folosinţele autorizate pot fi restrînse parţial sau total, atunci cînd aceasta împiedică folosirea cursurilor de apă în interes general".

Astfel, în caz că nu există resurse de apă disponibile şi apar cerinţe de apă justificate, care au prioritate din punct de vedere social-economic, acestea vor fi satisfăcute şi din resursele de apă repartizate anterior altor folosinţe. În acest caz, organele de gospodărire a apelor vor impune noilor beneficiari de folosinţe să suporte cheltuielile necesare pentru asigurarea condiţiilor de exercitare a folosinţei dezafectate sau să despăgubească pe cei îndreptăţiţi anterior pentru daunele care li se cauzează prin limitarea sau încetarea folosinţei lor.

3.2. FOLOSIREA APELOR PENTRU NAVIGAŢIE, PLUTĂRIT, PESCUIT, SCĂLDAT ETC.

În această categorie de activităţi social-economice se înscriu activităţi care prin natura lor nu modifică regimul debitelor, nedispunînd de lucrări de prelevări sau restituiri de debite sau lucrări de acumulare.

Navigaţia şi plutăritul, pe toate apele navigabile sau flotabile în mod natural, se vor face respectînd regulile sanitare, de navigaţie, plutire şi securitate. Transportul liber de lemne (flotajul) pe ape se va putea face numai cu avizul organelor de gospodărire a apelor, care vor putea obliga solicitantul să facă lucrări pentru apărarea malurilor, lucrărilor şi instalaţiilor existente .

Pescuitul este admis numai cu autorizaţia eliberată de organele prevăzute în legile asupra pescuitului.

În cazul în care pentru navigaţie, plutit, pescuit, flotaj etc. este nevoie a se executa lucrări, acestea vor putea fi executate pe bază de documentaţii, care au primit în prealabil avizul conform al organelor de gospodărire a apelor.

3.3. FOLOSIREA ALBIILOR

a) Terenurile din albiile majore ale cursurilor de apă se folosesc de deţinătorii lor astfel încît să nu aducă modificări regimului apelor sau al albiilor.

În acest sens, este interzisă, fără autorizaţia organelor de gospodărire a apelor:

— plantarea sau tăierea arborilor, tufelor şi pueţilor în albiile cursurilor de apă, pe malurile lor, pe diguri sau în zonele de protecţie a lucrărilor de îmbunătăiri funciare;

— depozitarea în albii sau pe malurile cursurilor de apă, lacurilor, eleşteelor, bălţilor, a materialelor de orice fel;

— exploatarea pietrişului, nisipului, pietrei de rîu, argilelor, marnelor şi altor materiale din albii sau din malurile rîurilor.

b) Orice construcţii sau amenajări în albie sau în malurile albiei pot fi executate numai pe baza unei documentaţii care a primit avizul organelor de gospodărire a apelor.

c) Terenurile din zona dig-mal se folosesc de cei ce le au în administrare în condiții corespunzătoare intereselor apărării împotriva acțiunii distructive a apelor, stabilite de comun acord cu organele de gospodărire a apelor.

4. PROTECȚIA APELOR

Resursele de apă necesită o susținută activitate de protecție, avînd drept scop:
— menținerea și îmbunătățirea indicatorilor de calitate ai apelor prin organizarea și controlul descărcărilor de ape uzate în cursurile de apă, apele stătătoare sau straturile subterane de apă;
— menținerea și îmbunătățirea regimului debitelor lichide și solide prin desfășurarea unei astfel de activități economice în bazinul hidrografic, care să micșoreze scurgerea, favorizînd infiltrarea unor cantități cît mai importante de apă;
— menținerea și îmbunătățirea regimului albiilor;
— protecția amplasamentelor disponibile pentru lucrările de gospodărire a apelor.

4.1. PROTECȚIA CALITĂȚII APEI

a) În conformitate cu terminologia stabilită prin STAS 1343-66 consumul de apă este cantitatea de apă care satisface nevoile de apă ale unei folosințe sau ale fiecăruia din obiectele care compun o folosință. Acest *consum de apă*, nu este însă utilizat în întregime. O parte din consum formează *restituția de apă* care este *cantitatea de apă* (apă uzată), *care rezultă după satisfacerea nevoilor unei folosințe și care se evacuează*. Diferența dintre aceste două valori este *pierderea de apă* care este *cantitatea de apă care se scoate din circuitul surselor de apă și care rezultă ca diferență dintre consum și restituție* (prin înglobare în produse, evaporare, infiltrare în strat etc.).

Aceste ape uzate sînt restituite în cursuri de apă, ape stătătoare, straturi de apă subterane, avînd în cele mai multe cazuri indicatori de calitate diferiți de aceia ai apelor în care sînt descărcate (emisarilor).

În afară de aceasta, prin intermediul canalizărilor sînt descărcate în cursurile de apă debite uneori importante de ape meteorice, care s-au scurs la suprafața solului în interiorul unor centre populate, incinte industriale sau agrozootehnice și care, de asemenea, pot prezenta diferențe față de indicatorii de calitate naturali ai emisarului.

În sfîrșit, apele care se scurg în mod natural în bazinul hidrografic își pot modifica indicatorii de calitate prin scurgerea peste halde de deșeuri, cîmpuri de cultură sau plantații tratate cu îngrășăminte chimice și substanțe insecto-fungicide etc.

Descărcarea neorganizată și necontrolată în cursurile de apă, în apele stătătoare și în straturile de apă subterană a apelor uzate aduce importante prejudicii în ceea ce privește:
— apariția de dificultăți în utilizarea cursurilor de apă, apelor stătătoare, straturilor subterane de apă, drept sursă pentru alte folosințe (datorită greutăților în realizarea proceselor de îmbunătățire a calității apei pînă la indicatorii impuși de beneficiari), mergînd pînă la imposibilitatea utilizării anumitor surse de apă;
— modificarea condițiilor de viață în cursurile de apă și apele stătătoare, conducînd la dispariția peștilor și viețuitoarelor valoroase;
— înrăutățirea condițiilor sanitare generale ale regiunii prin care curg sau în care se găsesc apele respective.

Cu cît dezvoltarea economică este mai importantă, cu atît volumul de ape impurificate care se descarcă în rîuri, lacuri, mări, straturi subterane este mai mare; în acelaşi timp, cu cît este mai dezvoltată economia, cu atît cerinţele de apă sînt mai mari, iar condiţiile de calitate sînt mai severe. Ca urmare, realizarea unor măsuri eficace de protecţie a calităţii apei este o necesitate stringentă.

b) Apele şi materiile reziduale ale întreprinderilor industriale, apele de mine, din canalizările centrelor populate şi în general toate apele uzate nu pot fi vărsate în apele curgătoare, în lacuri, bălţi sau conduse în apele subterane decît în baza avizului organelor de gospodărire a apelor.

Acest aviz se obţine pe parcursul elaborării Studiului tehnico-economic, pe baza unei documentaţii al cărui conţinut este stabilit de Instrucţiunile I-5-67 pentru obţinerea avizului de gospodărire a apelor.

De asemenea, legislaţia în domeniul apelor precizează că organele de gospodărire a apelor eliberează autorizaţii pentru evacuarea apelor uzate în apele de suprafaţă sau subterane. Aceste autorizaţii se obţin conform procedurii stabilite prin „Instrucţiunile privind eliberarea autorizaţiilor de exploatare a folosinţelor de apă", elaborate de fostul Comitet de Stat al Apelor (C.S.A.).

În vederea protecţiei calităţii apei, legislaţia în vigoare stabileşte de asemenea că „pentru folosinţele existente organele de gospodărire a apelor pot aviza pentru construirea de instalaţii necesare neutralizării şi epurării apelor reziduale, precum şi asupra modificării, restrîngerii sau chiar anulării autorizaţiilor de funcţionare".

În vederea desfiinţării actualelor surse de impurificare a apelor, H.C.M. 311/1963 privind unele măsuri pentru înlăturarea stării de impurificare a apelor din Republica Socialistă România stabileşte un program de dotare a surselor de impurificare existente cu staţii de epurare corespunzătoare, fixînd termene pentru intrarea acestora în funcţiune, astfel încît pînă în anii 1975-1980 principalele surse de impurificare să fie lichidate.

c) În unele ţări, în vederea stimulării dotării surselor de impurificare cu staţii de epurare corespunzătoare, a exploatării corecte a acestora, a utilizării unor procese tehnologice care produc puţine ape uzate şi de nocivitate redusă, legislaţia apelor prevede posibilitatea stabilirii de taxe pentru descărcarea de ape uzate, în funcţie de cantitatea lor, de gradul de epurare, de poziţia sursei de impurificare în bazinul hidrografic etc.

d) În ţara noastră, prin STAS E 4706-66 se stabilesc condiţiile de calitate, care trebuie să fundamenteze în mod obligatoriu măsurile de epurare a apelor uzate şi meteorice. Prevederile acestui standard se referă la cursurile de apă în situaţie naturală sau amenajată, lacuri, lacuri de acumulare şi bălţi.

Principiul care stă la baza acestui standard este acela că „evacuarea apelor uzate urmează să fie făcută astfel încît să se asigure funcţionarea normală a folosinţelor actuale şi a celor prevăzute în etape, pentru viitor".

Din punctul de vedere al condiţiilor de calitate, pe care trebuie să le îndeplinească, în funcţie de natura folosinţelor, pe care trebuie să le deservească, apele de suprafaţă se împart în trei categorii; categoria I cuprinde apele care se utilizează pentru alimentare cu apă potabilă, ştranduri organizate şi amenajări piscicole salmonicole; categoria a II-a cuprinde apele folosite pentru piscicultură (în afară de salmonicultură) şi agrement; categoria a III-a cuprinde apele care se utilizează pentru alimentări cu apă industrială (pentru nevoi tehnologice) şi pentru irigaţii.

STAS 4706-66 fixează valorile limită pentru 73 indicatori de calitate, separat pentru cele 3 categorii de ape de suprafaţă.

Pe baza acestor indicatori se stabilesc condiţiile de evacuare a apelor uzate în apele de suprafaţă, adică cantităţile maxime ale substanţelor conţinute în apele uzate care sînt

admise a se evacua. Pentru determinarea acestor condiții se folosesc debitele medii lunare minime, de asigurare 95%, ale emisarului, determinate dintr-un șir de date de minimum 20 de ani, iar debitele apelor uzate canalizate sînt cele maxime zilnice stabilite conform STAS 1846-65.

În conformitate cu STAS E 4706-66, pe toate cursurile de apă trebuie satisfăcute cel puțin condițiile de calitate corespunzătoare categoriei a III-a, cu excepția unor tronsoane reduse de rîu, situate la confluența cu alte cursuri de apă, producînd o diluție importantă, pentru care se poate accepta o depășire cu cel mult 50% a indicatorilor de calitate pentru categoria a III-a, cu avizul organelor de gospodărire apelor și cu acordul factorilor interesați în folosirea apelor pe acest tronson.

Punerea în practică a reglementărilor prevăzute în STAS E 4706-66 presupune cunoașterea folosințelor actuale și de viitor pe un curs de apă pentru a putea clasifica apele respective pe categorii stabile și modificarea regimului debitelor minime ca urmare a executării unor lucrări de gospodărire a apelor (acumulări, derivații), pentru a putea preciza disponibilitățile de la gradul actual de impurificare pînă la valorile limită ale indicatorilor de calitate și a determina modalitățile de atribuire a acestor disponibilități între diferitele surse de impurificare, care se prevăd că vor apare pe cursul de apă.

Față de imposibilitatea stabilirii acestor elemente pentru fiecare proiect în parte, instrucțiunile tehnice ID-36-67 pentru stabilirea condițiilor de evacuare a apelor uzate în apele de suprafață, în vederea aplicării STAS E 4706-66, aprobate de fostul C.S.A., precizează că condițiile de evacuare pentru diferitele surse de impurificare se fixează de către organele de gospodărire a apelor pe baza unor planuri de gospodărire a calității apei, care se elaborează pe bazine hidrografice ținînd seama de dezvoltarea probabilă a folosințelor în viitorii 5—10 ani, de graficul de dotare cu stații de epurare a surselor actuale de impurificare și de o defalcare adecvată a capacității de recepționare a cursului de apă între viitoarele surse de impurificare.

Derogări de la condițiile de evacuare, rezultînd din aplicarea prevederilor STAS E 4706-66 pot fi date, dacă ele nu pot fi respectate în condiții economice, de organele de gospodărire apelor, pe baza unei fundamentări speciale, prezentate de beneficiar și cu avizul prealabil al factorilor interesați în evacuare și folosință.

Condițiile de descărcare a apelor uzate în lacuri cu salinitate de peste 2 000 mg/dm^3, lacuri monumente ale naturii și în Marea Neagră nu sînt stabilite. Ele se fixează de la caz la caz de către organelor de gospodărire apelor cu consultarea Ministerului Sănătăți și a celorlalți factori interesați în evacuare și folosință.

e) Măsuri deosebite de protecție sînt prevăzute de legislația în vigoare din țara noastră pentru sursele de apă potabilă. Decretul nr. 143/1953 prevede că în jurul izvoarelor și a captărilor de apă care servesc la alimentarea cu apă a centrelor populate, se va aplica regimul sanitar stabilit de către organele sanitare. În acest scop, în jurul surselor de apă potabilă se instituie zone de protecție sanitară.

Toate măsurile în legătură cu delimitarea și amenajarea acestor zone se prevăd în proiectele pentru utilizarea surselor respective de apă.

STAS E 4706-66 interzice orice evacuări de ape uzate în perimetrul de regim sever.

f) În vederea asigurării condițiilor de desfășurare a proceselor de epurație în stațiile de epurare orășenești, precum și în scopul protejării rețelelor de canalizare și menținerii unor condiții sanitare satisfăcătoare, se aplică prevederile „Normativului privind condițiile de descărcare a apelor uzate în rețelele de canalizare a centrelor populate" N-2-67 (C-90-67).

4.2. MĂSURI PENTRU MENŢINEREA ŞI ÎMBUNĂTĂŢIREA REGIMULUI DEBITELOR LICHIDE ŞI SOLIDE

a) În scopul menţinerii şi îmbunătăţirii regimului apelor, legislaţia în vigoare prevede că „orice deţinători de terenuri supuse eroziunilor şi degradărilor produse de ape ... sînt obligaţi să ia măsuri pentru protejarea lor ...".

„De asemenea, se vor executa lucrări de amelioraţii în scopul împiedicării degradărilor, prin împădurirea terenurilor degradate, crearea de păduri de protecţie, corecţii de torenţi şi prin întocmirea planurilor de culturi potrivit normelor ştiinţifice agrotehnice.

Aceste lucrări se vor face sub îndrumarea şi supravegherea ministerelor de resort şi a Consiliilor populare judeţene".

b) Un rol important în protecţia resurselor de apă şi a lucrărilor de gospodărire a apelor îl au pădurile. În această privinţă „Instrucţiunile nr. 3134 din 24.XII.1963 privind încadrarea pădurilor din R.S.R. în grupe funcţionale" ale fostului Minister al Economiei Forestiere încadrează în grupa I (păduri cu funcţii speciale de protecţie care condiţionează păstrarea şi dezvoltarea unor obiecte de interes economic, social sau ştiinţific) pădurile avînd funcţii de protecţie a apelor şi de protecţie a solurilor contra eroziunilor.

În pădurile de protecţie se aplică reguli severe de exploatare a pădurilor, plafonîndu-se suprafeţele care por fi tăiate ras la 5—10 ha. Regenerarea completă a suprafeţelor parcurse cu tăeri se va asigura în cel mult doi ani de la ultima tăere. Potrivit art 33 din Codul Silvic, în pădurile din grupa I păşunatul este interzis.

Faţă de rolul hidrologic important al pădurii, instrucţiunile Ministerului Economiei Forestiere stabilesc că în bazinele de interes hidrotehnic exploatarea pădurilor din grupa a II-a (al căror scop principal este producţia de material lemnos şi totodată îndeplinirea diferitelor funcţii de protecţie) se va desfăşura astfel încît să nu se depăşească nivelul posibilităţii stabilite prin amenajamente, iar regenerarea suprafeţelor exploatate se va asigura în maximum doi ani.

Instrucţiunile stabilesc că încadrarea pădurilor în grupe funcţionale se face cu ocazia planurilor de amenajare. Faţă de influenţa importantă a pădurilor asupra regimului hidrologic, la elaborarea amenajamentelor este indicat a se ţine seama de interesele gospodăririi apelor. În acest sens, organele de gospodărire a apelor colaborează cu organele silvice atit la definitivarea amenajamentelor, cît şi la elaborarea planurilor de tăeri şi împăduriri.

Faţă de importanţa pădurii în menţinerea echilibrului hidrologic, împăduririle sau tăerile de păduri în bazinele hidrografice necesită şi avizul organelor de gospodărire a apelor.

4.3. PROTECŢIA ALBIILOR

a) În acest scop Decretul nr. 143/1953 prevede următoarele:

„În vederea păstrării şi îmbunătăţirii cursului normal al apelor, organele şi instituţiile beneficiare ale folosinţelor au sarcina să supravegheze şi să întreţină aceste ape. Desemnarea lor se va face de către organele de gospodărire a apelor după caracteristica folosinţelor.

În cazul în care un curs de apă interesează mai multe organe sau instituţii, organele de gospodărire a apelor vor coordona între cei interesaţi tratarea unitară a problemelor de supraveghere şi întreţinere".

În cazul în care malurile sînt amenajate prin construcţii, terasamente sau alte lucrări, întreţinerea acestora şi a albiilor revine celor ce au în administrare lucrările respective.

b) Plantarea sau tăierea arborilor, arbuştilor şi plantaţiilor în albiile apelor este permisă numai cu autorizarea organelor de gospodărire a apelor. Deţinătorii terenurilor riverane sînt obligaţi să admită ca pe terenurile din albii să se facă plantări sau defrişări de arbori şi arbuşti, dacă interesele apărării malurilor sau ale scurgerii nestingherite a apei o cer.

c) Un rol esenţial în protecţia albiilor este acela de a menţine în albie, chiar în condiţii de secetă deosebită, un anumit debit, denumit *debit de curgere salubră*, care este fixat de organele de gospodărire a apelor, în planurile de gospodărire a apelor şi în avizele de gospodărire a apelor în funcţie de regimul debitelor, caracterul albiei, panta cursului de apă, caracterul folosinţelor apei, albiei şi al riveranilor etc.

4.4. PROTECŢIA AMPLASAMENTELOR DISPONIBILE PENTRU LUCRĂRILE DE GOSPODĂRIRE A APELOR

Regimul neuniform al debitelor, neconcordant cu cel al cerinţelor de apă, face ca în regim natural de curgere să poată fi utilizată numai o parte redusă din resursele de apă, corespunzătoare debitelor cu aceiaşi asigurare ca cele cerute de folosinţa respectivă. Utilizarea unei cote mai importante din resursele respective de apă presupune recurgerea la lucrări pentru regularizarea debitelor minime, în special acumulări. Asemenea lucrări se pot realiza în condiţii optime în măsura în care se găsesc amplasamente favorabile din punct de vedere hidrologic, topografic şi geologic ; de asemenea, realizarea lor implică adeseori sacrificii importante de teren şi investiţii pentru strămutarea obiectivelor care sînt expuse inundării ca : aşezări omeneşti, obiective industriale, căi de comunicaţii etc., care se suportă din investiţia pentru realizarea lucrării de gospodărirea a apelor.

Planurile de amenajare a apelor şi studiile de gospodărire a apelor selecţionează principalele amplasamente de lucrări de acumulare, care prezintă condiţii hidrologice, geologice şi topografice acceptabile şi, în acelaşi timp, necesită minimum de sacrificii în teren agricol şi cheltuieli pentru despăgubiri şi strămutări.

Numărul acestor amplasamente fiind limitat, ele se conservă, în sensul că prin avizele lor, organele de gospodărire a apelor recomandă renunţarea la realizarea a noi lucrări de investiţii sau la extinderea unor lucrări existente în cuveta viitoarelor lacuri de acumulare. Realizarea unor lucrări cu caracter temporar nu este exclusă însă, în măsura în care titularii lor consideră că ele îşi găsesc justificarea economică prin funcţionarea numai pe perioada pînă la intrarea în funcţiune a lacului de acumulare.

5. PREVENIREA ŞI COMBATEREA ACŢIUNII DISTRUCTIVE A APELOR

a) Apărarea vieţii, a bunurilor cetăţenilor şi a proprietăţii socialiste împotriva acţiunii distructive a apelor este o problemă de stat.

Orice deţinători de terenuri supuse degradărilor produse de ape şi inundaţiilor sînt obligaţi să ia măsuri pentru protejarea lor, precum şi pentru prevenirea inundaţiilor.

Prin planul de stat se asigură mijloacele necesare pentru construirea principalelor lucrări de regularizare a cursurilor de apă, acumulări, apărări de maluri, indiguiri, amenajări de torenţi, desecări, asanări şi combaterea eroziunii solului, în vederea prevenirii şi combaterii acţiunii distructive a apelor.

Organizaţiile socialiste ale căror bunuri sînt expuse inundaţiilor sînt obligate să ia măsuri de prevenire şi apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor.

Acţiunea distructivă a apei se manifestă sub diferite forme: inundaţii datorite apelor mari şi gheţurilor; inundaţii datorite acumulării apelor meteorice care nu au curgerea asigurată; periclitarea unor obiective datorită eroziunii malurilor cursurilor de apă; degradarea terenurilor datorită ridicării nivelului apelor freatice; erodarea terenurilor datorită curgerii apelor.

Suprafeţele de teren supuse inundaţiei prin revărsarea cursurilor de apă, ape interne, ridicarea pînzei freatice, ape din infiltraţii şi altele constituie zone inundabile, iar aşezările omeneşti şi bunurile de orice fel de pe aceste suprafeţe constituie obiective inundabile.

Aceste zone inundabile se subîmpart în:

— zone apărate prin lucrări speciale, ca îndiguiri, amenajări de albii etc., al căror regim de inundaţie este diferit de cel care exista înainte de executarea acestor lucrări;

— zone în regim liber de inundaţie, fără lucrări importante de apărare, care se inundă în perioadele cînd cursurile de apă se revarsă în albia majoră.

b) Apărarea unor teritorii sau obiective din albia majoră, supuse inundaţiilor, prin lucrări, este supusă aceloraşi reglementări ca orice construcţii executate în albie, aşa cum s-a arătat mai înainte. În afară de aceasta, la proiectarea şi executarea lucrărilor pentru combaterea inundaţiilor, trebuie să se aibe în vedere prevederile STAS 4273-61 care stabilesc gradul de asigurare al apărării împotriva apelor mari.

Astfel, STAS 4273-61 clasifică construcţiile în cinci clase în funcţie de specificul folosinţei, importanţa economică şi socială, durata de funcţionare şi însemnătatea funcţională a lucrării în cadrul nodului hidrotehnic. STAS 4068-62 stabileşte pentru fiecare clasă asigurarea debitelor de calcul şi de verificare, corespunzînd unor condiţii normale respectiv speciale de exploatare, la care trebuie calculate construcţiile de apărare.

c) Obiectivele şi terenurile expuse inundaţiilor, fie că sînt apărate prin lucrări, fie că se găsesc în regim liber de inundaţie, trebuie să facă obiectul unor supravegheri permanente şi a unor lucrări şi măsuri de intervenţie, evacuare, apărare etc., după caz, în perioada în care sînt periclitate de ape mari sau de gheţuri. Modul de organizare al acestor acţiuni este reglementat prin Regulamentul privind apărarea împotriva inundaţiilor şi gheţurilor aprobat prin H.C.M. nr. 307/1963.

d) Baza acţiunii de apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor o formează planurile de măsuri care trebuie luate în funcţie de situaţia apelor şi a gheţurilor. În conformitate cu prevederile regulamentului menţionat, principalele elemente hidrologice, care caracterizează diferitele etape ale măsurilor de apărare în regim liber de inundare, sînt caracterizate prin:

— cota de atenţie, care corespunde nivelului apei stabilit astfel încît, în funcţie de viteza de creştere a nivelului local al apei, să se asigure timpul necesar pentru avertizarea forţelor de intervenţie şi aplicarea măsurilor prevăzute în planul de apărare;

— cota de inundaţie, care corespunde nivelului la care apa începe să se reverse în albia majoră;

— cota de pericol, care corespunde nivelului apei la care aceasta ameninţă cu pătrunderea în obiective sau le periclitează situaţia.

În funcţie de aceste cote se stabilesc stările şi fazele de apărare a zonelor şi obiectivelor în regim liber de inundaţie:

Starea normală care durează tot timpul cînd nivelul apei este sub cota de atenţie.

Starea de apărare care începe din momentul în care apele în creştere au atins cota de atenţie. În această stare, măsurile de combatere a inundaţiilor constau din:

— intrarea în acţiune a sistemului de observare-informare-avertizare;

— supravegherea construcţiilor şi instalaţiilor de apărare precum şi a cursurilor de apă;

— executarea lucrărilor hidrotehnice în punctele critice;

— intervenţii pentru lichidarea îngrămădirilor de gheţuri şi a zăpoarelor;
— evacuarea apelor interne;
— localizarea apelor revărsate şi conducerea lor în albii;
— evacuarea populaţiei şi a bunurilor din zonele periclitate.

Aceste măsuri se iau gradat, pe etape, denumite faze de apărare, definite după cum urmează:

— faza I de apărare începe din momentul cînd local apele au atins cota de atenţie şi continuă să crească;

— faza a II-a începe atunci cînd apele s-au revărsat în albia majoră şi continuă să crească;

— faza a III-a începe în momentul cînd apele au atins şi depăşit cota de pericol şi au început să pătrundă în interiorul obiectivelor.

Starea de refacere, care începe din momentul în care nivelul apei a coborît sub cota de inundaţie şi nu mai prezintă pericol.

Pentru zonele apărate prin lucrări hidrotehnice stările şi fazele de apărare sînt cele prevăzute în planurile de apărare ale obiectivelor respective.

e) Apărarea împotriva gheţurilor se desfăşoară în 3 etape determinate de situaţia gheţurilor şi anume:

Starea normală cînd nu există gheţuri sau cînd cursurile de apă sînt îngheţate;

Starea de apărare în timpul dezgheţului, care comportă 3 faze;

— faza I începe cînd gheţurile se desprind şi se scurg pe cursurile de apă;
— faza a II-a începe cînd gheţurile care se scurg formează îngrămădiri;
— faza a III-a începe cînd gheţurile s-au blocat în zăpoare.

Starea de refacere după scurgerea gheţurilor pînă la restabilirea situaţiei normale.

Regulamentul privind apărarea împotriva inundaţiilor şi gheţurilor stabileşte organele responsabile în această acţiune, sarcinile care le revin şi modul de colaborare.

Organizaţiile socialiste ale căror bunuri sînt expuse inundaţiilor şi gheţurilor sînt obligate să ia măsuri de prevenire şi apărare. El îşi constitue formaţii de apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor alcătuite din angajaţii lor.

Din punctul de vedere al prevenirii şi apărării împotriva inundaţiilor şi gheţurilor, organizaţiile socialiste care au obiective expuse *sînt subordonate consiliilor populare comunale şi orăşeneşti pe teritoriul cărora se află sediul organizaţiei respective*, cu excepţia direcţiilor C.F.R. care sînt subordonate Ministerului Transporturilor.

Consiliile populare comunale, orăşeneşti şi judeţene organizează, coordonează şi conduc acţiunile de prevenire şi apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor pe teritoriul respectiv, în care scop ele constituie cîte o comisie de apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor, formată din preşedintele sau un vicepreşedinte al Consiliului popular, delegaţi ai Ministerului Forţelor Armate, Ministerului Afacerilor Interne, organelor agricole, de gospodărire a apelor, silvice, drumurilor, căilor ferate, telecomunicaţiilor, navigaţiei (dacă este cazul) etc.

Atribuţiile Consiliilor populare comunale, orăşeneşti şi judeţene sînt:

— întocmesc planurile de prevenire şi apărare;
— execută lucrări locale de prevenire şi apărare;
— organizează observarea locală a cursurilor de apă, înregistrarea datelor caracteristice şi transmiterea observaţiilor;
— organizează forţele de intervenţie (echipe, grupe şi detaşamente) şi le instruesc pentru acţiuni de apărare;
— asigură uneltele şi materialele necesare pentru intervenţie;
— iau măsuri pentru evacuarea şi salvarea populaţiei, animalelor şi bunurilor;
— execută orice alte măsuri de prevenire şi apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor impuse de necesităţi;

Acţiunea de apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor pe întreg cuprinsul ţării este îndrumată şi controlată de Ministerul Agriculturii şi Silviculturii, în cadrul căruia funcţionează o comisie centrală de apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor, formată din reprezentanţi ai Ministerului Forţelor Armate, Ministerului Afacerilor Interne, Ministerul Transporturilor, Ministerul Poştelor şi Telecomunicaţiilor, Ministerul Economiei Forestiere şi Comitetului pentru Problemele Administraţiei locale. Atribuţiile ce revin Ministerului Agriculturii şi Silviculturii sînt :

— aprobă şi coordonează planurile de prevenire şi apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor întocmite de Consiliile populare judeţene şi controlează aplicarea acestora :

— întocmeşte împreună cu organele interesate planurile de prevenire şi apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor pentru obiectivele republicane de interes deosebit ;

— urmăreşte executarea de către organizaţiile interesate a lucrărilor hidrotehnice de prevenire a inundaţiilor, prevăzute în planurile de apărare ;

— ia măsuri de organizare a sistemului observare-informare-avertizare prin reţeaua hidrometrică existentă ; în caz de nevoie poate cere înfiinţarea de noi posturi hidrometrice, transmiterea de observaţii suplimentare sau modificări în frecvenţa observaţiilor şi transmiterilor ;

— întocmeşte prin unităţile sale de specialitate prognoze hidrologice şi meteorologice pe care le difuzează comisiilor de apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor ;

— ia măsuri pentru avertizarea populaţiei în caz de pericol de inundaţii şi gheţuri.

f) În scopul organizării sistemului de observare-informare-avertizare, comisia centrală de apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor stabileşte un număr de posturi hidrometrice din reţeaua Ministerului Agriculturii şi Silviculturii, ale altor organe centrale sau ale Consiliilor populare judeţene care vor observa, înregistra şi transmite zilnic prin organele de care aparţin, observaţiile făcute, în vederea avertizării populaţiei asupra eventualelor pericole de inundaţie, constituind posturi orientatoare de ordinul I cu transmisie zilnică permanentă.

În afară de posturile de mai înainte, în raport cu necesităţile, Comisia centrală de apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor stabileşte şi un număr suplimentar de posturi, care în timpul apelor mari, de la cota de atenţie în sus, transmit zilnic observaţii comisiilor regionale de apărare împotriva inundaţiilor prin intermediul comisiilor comunale pe teritoriul cărora se găsesc. Acestea sînt posturi hidrometrice orientatoare de ordinul II cu transmitere extraordinară.

Restul posturilor hidrometrice de pe cursurile de apă sînt folosite în acţiunea de apărare numai pentru urmărirea nivelurilor pe timpul apelor mari. Începînd de la cota de atenţie în sus, observaţiile lor se transmit comisiilor comunale de pe teritoriul cărora se găsesc.

g) Înzestrarea cu mijloacele necesare prevenirii şi apărării împotriva inundaţiilor se face din fondurile organizaţiei, care administrează zonele sau obiectivele inundabile.

Normativul pentru constituirea stocului minim de materiale şi mijloace de apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor aprobat prin H.C.M. nr. 307/1963 stabileşte stocurile minime de materiale şi mijloace de apărare, care vor putea fi folosite numai în scopul prevenirii şi combaterii inundaţiilor şi gheţurilor.

Consiliile populare judeţene vor identifica din timp utilajele grele existente în zonă, necesare apărării împotriva inundaţiilor şi gheţurilor şi le vor prevedea în planurile de apărare. În caz de nevoie, în perioade de ape mari, unităţile deţinătoare ale acestor utilaje le vor pune la dispoziţia comisiilor de apărare împotriva inundaţiilor şi gheţurilor, la cererea acestora.

6. AVIZUL DE GOSPODĂRIRE A APELOR

a) În conformitate cu prevederile Decretului nr. 143/1953 privind folosirea rațională amenajarea și protecția apelor și Decretului nr. 704/1969 pentru organizarea și funcționarea Ministerului Agriculturii și Silviculturii, orice lucrare care are legătura directă sau indirectă cu folosirea apelor, cu apărarea contra acțiunilor dăunătoare ale apelor, cu protecția calității apelor sau care modifică regimul de curgere a apelor de suprafață și subterane trebuie să aibe avizul conform organelor de gospodărire a apelor.

Avizul fiind conform, prevederile sale sînt obligatorii pentru titularii de investiții.

Avizul eliberat de organele de gospodărire a apelor îndeplinește și funcția de acord prealabil, definit prin prevederile H.C.M. nr. 3060/1966 privind elaborarea, avizarea și aprobarea documentațiilor tehnico-economice pentru investiții și proiecte de sistematizare.

Eliberarea avizului de gospodărire a apelor este reglementată de instrucțiuni elaborate de organele de gospodărire a apelor. În prezent sînt în vigoare instrucțiunile I-5-67.

b) Avizul de gospodărire a apelor se referă în principal la următoarele probleme de gospodărire a apelor:

— încadrarea lucrărilor în planul de amenajare a bazinului hidrografic respectiv. Această încadrare se înțelege în sensul că lucrarea preconizată este sau poate deveni prin completări ulterioare una din lucrările prevăzute în planul de amenjare, sau că realizarea ei nu va crea piedici în executarea lucrărilor prevăzute în planul de amenajare sau, în sfîrșit, că lucrarea respectivă se adaptează sau se poate adapta ulterior noului regim al apelor, care se va stabili o dată cu realizarea lucrărilor prevăzute în planul de amenajare;

— posibilitățile de satisfacere a debitelor de apă. În acest scop organele de gospodărire a apelor țin la zi bilanțul pe principalele cursuri de apă, stabilind disponibilitățile și modul lor de utilizare;

— folosirea complexă a apelor, a lucrărilor hidrotehnice și adoptarea celor mai raționale și economice soluții din punctul de vedere al gospodăririi apelor;

— protecția calității apelor;

— coordonarea cu folosințele de apă, construcțiile din albii și cu unitățile riverane existente, în sensul neprejudicierii acestora ca urmare a modificării regimului apelor, datorită lucrărilor ce se propun spre avizare;

— influența lucrărilor preconizate asupra regimului apelor subterane (modificarea capacității lor de debitare, a regimului nivelurilor etc.);

— apărarea împotriva acțiunilor dăunătoare ale apelor, asigurarea curgerii normale a apei și modificarea albiilor;

— condițiile de exploatare a lucrărilor din punctul de vedere al gospodăriri apelor;

— respectarea convențiilor internaționale cu privire la apele de frontieră.

Avizul de gospodărire a apelor nu se referă la condițiile de stabilitate și de rezistență a lucrării.

c) Este necesar să se obțină avizul de gospodărire a apelor pentru lucrările și măsurile avînd drept obiect:

— acumularea sau derivarea de ape;

— captarea de ape de suprafață sau subterane;

— evacuarea și epurarea apelor uzate precum și evacuarea apelor convențional curate;

— evacuarea apelor în exces (inclusiv a apelor de mină) și a apelor meteorice canalizate);

— protejarea apelor de suprafaţă şi subterane împotriva impurificării provocate de scurgeri şi infiltraţii permanente sau accidentale de la depozite, halde de zgură, cenuşă sau steril, parcuri de rezervoare, conducte etc.;

— consolidări şi apărări de maluri, corectări de albii precum şi traversări ale apelor (aeriene sau subterane) prin poduri, conducte etc.;

— amenajarea şi exploatarea de balastiere şi extragerea de materiale din albiile şi malurile apelor;

— folosirea potenţialului energetic al cursurilor de apă;

— împăduriri sau tăieri de păduri în bazine hidrografice precum şi plantări şi defrişări în albiile cursurilor de apă;

— amenajări piscicole, stuficole, amenajări pentru navigaţie, plutărit şi orice alte lucrări care se execută în albie.

d) Avizul de gospodărire a apelor nu este necesar în următoarele cazuri cînd:

— apa urmează a servi pentru nevoile de băut, spălat şi adăpat ale unei gospodării individuale;

— alimentarea cu apă se face prin branşare la un sistem centralizat fără a fi necesară majorarea cantităţilor de apă captate peste cele avizate anterior de organele de gospodărire a apelor;

— descărcările de ape uzate urmează a se face într-o reţea de canalizare existentă dotată cu staţie de epurare, dacă deţinătorul staţiei respective acceptă preluarea debitului de apă uzată şi nu se modifică indicatorii cantitativi şi calitativi ai debitului evacuat din staţie, stabiliţi prin avizul de gospodărire a apelor;

— refacerea sau reparaţia capitală a unor lucrări cu condiţia de a nu se modifica parametrii avizaţi de organele de gospodărire a apelor;

— realizarea de staţii de îmbunătăţire a calităţii apei captate, de aducţiuni, colectoare de legătură (fără debuşare în emisar), de reţele de distribuţie şi alte asemenea lucrări care nu influenţează resursele de apă de suprafaţă şi subterană.

e) Avizul de gospodărire a apelor se solicită de către titularii de investiţii pe parcursul studiilor tehnico-economice, respectiv a proiectelor în fază unică, pe baza unei documentaţii care se va integra în studiul tehnico-economic sau în proiectul în fază unică. Conţinutul acestei documentaţii este stabilit de Instrucţiunile I-5-67.

f) Regulamentul de exploatare a lucrărilor poate fi trimis spre avizare separat de documentaţia lucrărilor, cu condiţia ca pînă la punerea în funcţiune a obiectivului să fie avizat.

În cazul documentaţiilor de lucrări cu folosinţă complexă, a căror realizare este condiţionată de participarea tuturor beneficiarilor care urmează a fi deserviţi, în documentaţie se va arăta şi punctul de vedere al acestora.

Dacă documentaţia prevede pentru debitele captate, apărarea împotriva inundaţiilor etc., un grad diferit de asigurare decît cel stabilit prin standardele şi normele în vigoare, se va anexa justificarea necesară precum şi acordul organelor tutelare ale beneficiarului.

g) Pentru obţinerea datelor necesare cunoaşterii disponibilităţilor de debite în cursurile de apă şi a calităţii apei, proiectanţii se vor adresa organelor de gospodărire a apelor.

În cazul în care pentru unele cursuri de apă sau secţiuni de calcul nu există date, cei interesaţi vor comanda studiile la un institut de specialitate.

h) Avizele de gospodărire a apelor angajează anumite debite şi stabilesc anumite condiţii de care orice lucrare ulterioară trebuie să ţină seama. Pentru a nu „imo-

biliza" debite, care pot fi atribuite altor solicitanți, și pentru a nu impune condiții care pot obliga pe viitorii solicitanți la cheltuieli suplimentare, avizele de gospodărire a apelor își pierd după o anumită perioadă valabilitatea, în cazul în care lucrările sau măsurile avizate nu sînt puse în aplicare.

În conformitate cu Instrucțiunile pentru obținerea avizului de gospodărire a apelor (I-5-67 acest termen este de 2 ani, decurgînd de la data emiterii. În cazul în care beneficiarul intenționează în continuare să execute lucrările respective, el trebuie să solicite înnoirea avizului.

i) Avizul de gospodărire a apelor se eliberează de către Departamentul îmbunătățirilor funciare și gospodăririi apelor din Ministerul Agriculturii și Silviculturii sau de către organele teritoriale de gospodărire a apelor, limitele competențelor de avizare stabilindu-se de Departamentul îmbunătățirilor funciare și gospodăririi apelor din Ministerul Agriculturii și Silviculturii.

Astfel, Departamentul îmbunătățirilor funciare și gospodăririi apelor din Ministerul Agriculturii și Silviculturii emite avize pentru toate documentațiile ai căror indicatori tehnico-economici se aprobă de Consiliul de Miniștri, indiferent de valoarea lucrărilor hidrotehnice aferente investiției sau de natura lucrărilor hidrotehnice. De asemenea, avizează lucrări importante care intră în componența de aprobare a titularilor de investiții în limitele stabilite de Instrucțiunile I-5-67.

Celelalte lucrări se avizează de organele locale de gospodărire a apelor.

7. AUTORIZAȚIA DE EXPLOATARE A FOLOSINȚELOR DE APĂ

a) Lucrările hidrotehnice care se execută pe baza documentației avizate de organele de gospodărire a apelor, pentru folosirea apei și a albiilor acestora, pentru evacuarea apelor reziduale în apele de suprafață sau subterane și pentru exploatarea de materiale din albiile cursurilor de apă, pot fi puse în funcțiune numai pe baza autorizației de exploatare.

b) În momentul de față, eliberarea autorizațiilor este reglementată prin Instrucțiunile privind eliberarea autorizațiilor de exploatare a folosințelor de apă (1964), ale căror principale prevederi se dau în continuare.

1) Se vor cere autorizații de funcționare pentru următoarele folosințe:

— folosirea apelor și albiilor lor pentru alimentări cu apă potabilă, alimentări cu apă industrială, alimentări cu apă pentru irigații, instalații hidroenergetice, amenajări piscicole, de plutărit și flotaj, amenajări de agrement, instalații hidromecanice, topirea plantelor textile, depozitarea în albie a materialelor de orice fel;

— evacuarea apelor reziduale (ape uzate menajere, ape uzate publice, ape uzate industriale, ape meteorice, ape de suprafață stagnante și de drenaj, precum și descărcarea de materiale de orice fel în apele de suprafață și subterane);

— exploatările de cariere de piatră, precum și extragerea pietrișului, nisipului, argilelor, marnelor și a altor materiale din albiile și malurile cursurilor de apă și canalelor, din cuvetele lacurilor și de pe litoral.

Nu este nevoie de autorizație pentru folosirea apelor fără instalații speciale, pentru băut, spălat, adăpat și alte nevoi gospodărești.

2) Autorizația de exploatare este solicitată de organizația socialistă sau de persoana fizică care va exploata folosința. În cazul în care o folosință deservește în același timp

mai multe organizaţii sau persoane fizice, se va elibera o singură aurorizaţie, titularul fiind stabilit de organele locale de gospodărire a apelor, cu consultarea celor interesaţi.

Pentru sistemele de alimentare cu apă sau canalizare a centrelor populate, autorizaţia se acordă întreprinderii de gospodărire comunală, care va aproba racorduri (branşamente) în limitele şi condiţiile prevăzute de autorizaţie.

Autorizaţia se eliberează de organul local de gospodărire a apelor din zona în raza căreia se află folosinţa, pe baza unei cereri şi a următoarelor acte : memoriu de prezentare, regulamentul de exploatare a folosinţei şi copie după procesul verbal de recepţie.

Autorizaţia se eliberează pe baza constatării la faţa locului, în prezenţa celor interesaţi, că folosinţa respectă prevederile avizului de gospodărire a apelor, dispozitivele de măsurare şi reglare a debitelor funcţionează mulţumitor, iar regimul de exploatare nu produce efecte dăunătoare apelor, riveranilor şi altor folosinţe.

3) Condiţiile de exploatare stabilite prin autorizaţie pot fi modificate de organul emitent în următoarele cazuri :

— este necesar a se lua unele măsuri de apărare împotriva efectului distructiv al apelor, care nu au putut fi prevăzute ;

— au apărut noi folosinţe care impun o nouă coordonare a condiţiilor de exploatare ;

— în perioadele de secetă se pot introduce restricţii temporare în folosirea debitelor, în conformitate cu prevederile planului de exploatare a surselor de apă, precum şi în condiţiile de evacuare a apelor.

Modificările menţionate în condiţiile de exploatare se introduc după consultarea titularului de folosinţă.

Autotizaţia îşi pierde valabilitatea în cazuri în care : folosinţa nu a fost pusă în funcţiune în termen de un an de la data emiterii autorizaţiei ; folosinţa şi-a întrerupt activitatea de mai mult de un an ; s-au constatat încălcări grave şi repetate ale condiţiilor prevăzute în autorizaţie.

În caz de restrîngere sau de încetare provizorie sau definitivă a folosinţei, beneficiarii sînt obligaţi să anunţe organele care au emis autorizaţia cu cel puţin o lună înainte.

8. MĂSURI DISCIPLINARE ÎN DOMENIUL GOSPODĂRIRII APELOR

Încălcările de disciplină în folosirea apelor pot antrena însemnate pagube altor folosinţe de apă, de albii sau riverani. Ca urmare, a apărut necesitatea unor sancţiuni în acest domeniu.

În sensul legislaţiei actuale în ţara noastră (Instrucţiunile privind stabilirea şi sancţionarea contravenţiilor în domeniul apelor aprobate prin H.C.M. nr. 342/1963), principalele încălcări de disciplină în domeniul apelor sînt :

— executarea de lucrări care au legătură directă sau indirectă cu folosirea apelor, cu apărarea împotriva efectelor dăunătoare ale apelor, cu protecţia calităţii apelor sau care pot aduce modificări de orice fel regimului de curgere a apelor, fără avizul organelor de gospodărire a apelor sau cu încălcarea acestuia ;

— folosirea apelor de suprafață sau subterane fără avizul sau autorizația organelor de gospodărire a apelor sau cu încălcarea acestora. Se exceptează folosirea apelor pentru nevoi casnice ca : băut, adăpat, spălat, îmbăiat etc. ;

— exploatarea construcțiilor hidrotehnice de gospodărire a apelor fără respectarea prevederilor din regulamentele de exploatare avizate de organele de gospodărire a apelor ;

— evacuarea de ape uzate în ape curgătoare, lacuri, bălți, eleștee, canale, în mare în lungul litoralului sau în ape subterane, fără avizul sau autorizația organelor de gospodărire a apelor, cu încălcarea acestora sau cu nerespectarea prevederilor cuprinse în regulamentul de exploatare ;

— descărcarea de orice fel de materiale în cursurile de apă curgătoare, lacuri, eleștee, bălți, canale sau în mare în lungul litoralului, fără avizul organelor de gospodărire a apelor sau cu încălcarea acestuia ;

— neexploatarea de către beneficiari a întregii capacități a stațiilor și instalațiilor de epurare a apelor reziduale sau neîntreținerea lor conform regulamentului de exploatare ;

— folosirea de canale deschise pentru curgerea apelor uzate fecaloide și a apelor toxice industriale ;

— deversarea în cursurile de apă a excesului de ape uzate nepurate biologic folosite la irigații, fără autorizația organelor de gospodărire a apelor ;

— depozitarea în albiile sau pe malurile cursurilor de apă și a canalelor, ori pe malurile lacurilor, eleșteelor, bălților sau pe coronamentul, banchetele, taluzurile și zonele de protecție a digurilor, a materialelor de orice fel, care ar putea dăuna regimului de curgere a apelor, sau, fiind duse de ape mari sau ape meteorice ar îngusta albiile sau ar schimba calitatea apei ;

— exploatarea carierelor de piatră sau extragerea pietrișului, nisipului, argilelor, marnelor și altor materiale din albiile sau malurile cursurilor de apă și canalelor, fără autorizația organelor de gospodărire a apelor sau cu încălcarea acesteia ;

— topirea în cursurile de apă, lacuri, eleștee, bălți sau canale a cînepii, inului sau altor plante textile fără autorizația organelor de gospodărire a apelor, în afară de locurile anume destinate în acest scop ;

— folosirea terenurilor situate pe o zonă de 20 m de-a lungul malurilor apelor navigabile, precum și în lungul digurilor de apărare contra inundațiilor pe ambele părți, fără avizul organizațiilor de stat care le au în folosință sau cu încălcarea acestuia ;

— transportul liber de lemne sau plutitul pe apele curgătoare, fără autorizația organelor de gospodărire a apelor sau cu încălcarea acesteia ;

— neîntreținerea în bună stare a malurilor sau albiilor în zonele stabilite de organe de gospodărire a apelor de către cei cărora li s-a recunoscut un drept de folosință ;

— plantarea sau tăierea arborilor, tufelor și puieților în albiile cursurilor de apă, pe malurile lor, pe diguri sau în zonele de protecție a lucrărilor de îmbunătățiri funciare, fără autorizația organelor de gospodărire a apelor sau cu încălcarea acesteia ;

— extragerea de pămînt din diguri sau de-a lungul acestora în zona stabilită de organele de gospodărire a apelor, sau plantarea de stîlpi în diguri sau baraje de pămînt ;

— executarea de arături sau șanțuri pe maluri și în albiile cursurilor de apă sau canalelor, în diguri sau baraje de pămînt, înăuntrul zonei stabilite de organele de gospodărire a apelor ;

— circulația cu vehicule sau trecerea cu animale pe diguri sau prin canale, în afară de cazul în care trecerea se face prin locuri anume destinate în acest scop ;

— păşunatul animalelor, cositul sau degradarea ierbii pe malurile cursurilor de apă, în zonele în care sînt executate lucrări hidrotehnice, precum şi pe diguri şi pe malurile canalelor, fără aprobarea prealabilă a beneficiarilor acestor lucrări;

— degradarea reperilor, bornelor sau instalaţiilor hidrometrice aşezate în albiile sau pe malurile cursurilor de apă şi canalelor;

— instalarea de conducte prin, peste sau sub diguri sau baraje de pămînt, fără aprobarea prealabilă a beneficiarilor acestora;

— refuzul de a prezenta avizele şi autorizaţiile legale de folosire a apelor, de evacuare a apelor reziduale sau de exploatarea materialelor din cursurile de apă sau canale, la cererea organelor de gospodărire a apelor;

— refuzul de a permite persoanelor împuternicite de organele de gospodărire a apelor accesul pe terenurile şi în incintele beneficiarilor de folosinţe, în vederea exercitării dreptului de supraveghere a gospodăririi apelor, în afară de cazul în care potrivit actelor normative este necesară o autorizaţie specială.

În conformitate cu prevederile Instrucţiunii privind stabilirea şi sancţionarea contravenţiilor săvîrşite în domeniul apelor, aceste încălcări de disciplină se consideră contravenţii şi se sancţionează cu amenzi.

Contravenţiile prevăzute se constată prin procese-verbale, care se încheie de către organele Inspectoratului de Stat al Apelor şi alţi delegaţi desemnaţi de Ministerul Agriculturii şi Silviculturii. Contravenţiile în legătură cu încălcarea disciplinei în domeniul protecţiei calităţii apei pot fi constatate şi de delegaţi desemnaţi de Ministerul Sănătăţii sau de Ministerul Industriei Alimentare, dintre angajaţii acestora.

În cazul în care prin săvîrşirea vreuneia din contravenţii s-a cauzat o pagubă, în procesul-verbal al contravenţiei vor fi arătate şi toate împrejurările care pot servi la evaluarea ei, în vederea realizării despăgubirii cuvenite.

9. ORGANIZAREA ACTIVITĂŢII ÎN DOMENIUL APELOR

a) Decretul nr. 704/1969 stabileşte că organul central al administraţiei de stat, care înfăptuieşte politica statului în domeniul gospodăririi apelor şi al hidrometeorologiei este Departamentul îmbunătăţirilor funciare şi gospodăririi apelor din Ministerul Agriculturii şi Silviculturii, precizîndu-i atribuţiile, dintre care se menţionează cele specifice:

— studiază şi propune, respectiv aplică, măsuri pentru cunoaşterea, conservarea şi folosirea raţională a resurselor de apă de suprafaţă şi subterane;

— întocmeşte şi ţine la zi cadastrul general al apelor de suprafaţă şi subterane, planul de amenajare a apelor pe bazine hidrografice şi planul general de amenajare a apelor din Republica Socialistă România;

— îndrumează, coordonează şi controlează activitatea de protecţiei a calităţii apelor de suprafaţă şi subterane;

— elaborează propuneri de plan, anuale şi de perspectivă, privind lucrările de punere în valoare a noi resurse de apă şi de regularizări complexe ale albiilor cursurilor de apă, pe baza propunerilor ministerelor, celorlalte organe centrale ale administraţiei de stat şi Consiliile populare; judeţene

— organizează, coordonează şi urmăreşte realizarea, exploatarea şi întreţinerea lucrărilor de investiţie privind valorificarea complexă a resurselor de apă şi regularizarea complexă a albiilor;

— avizează documentațiile tehnice ale lucrărilor și măsurilor care se execută pe cursurile de apă sau au legătură cu folosirea apelor, cu apărarea împotriva acțiunii distructive a apelor, cu protecția calității apelor sau care modifică regimul de curgere a apelor;

— eliberează autorizații pentru folosirea apelor și albiilor acestora, pentru evacuarea apelor reziduale în apele de suprafață sau subterane și pentru exploatarea de materiale din albiile cursurilor de apă;

— exercită, potrivit normelor legale, inspecția de stat în domeniul apelor;

— îndrumează și coordonează acțiunile de apărare împotriva inundațiilor și gheților;

— efectuează studii cu privire la fenomenele atmosferice, evoluția vremii și caracteristice climatice, asigurînd economia națională cu date, informații și prognoze meteorologice;

— ia măsuri pentru îndeplinirea sarcinilor ce decurg din convențiil hidrotehnice încheiate între Republica Socialistă România și alte state, referitoare la apele pe frontieră.

— emite instrucțiuni și alte acte normative în domeniul său de activitate, obligatorii pentru ministere, celelalte organe centrale, Consiliile populare județene, precum și pentru organizațiile din subordinea acestora.

Pentru rezolvarea problemelor de gospodărire a apelor pe teritoriu, Ministerul Agriculturii și Silviculturii are în subordine Oficii pentru fond funciar, gospodărirea apelor și îmbunătățiri funciare, organizate pe județe.

În cadrul Ministerului Agriculturii și Silviculturi, funcționează Inspectoratul de Stat al Apelor, avînd sarcina de a urmări aplicarea măsurilor și prevederilor legale în domeniul apelor și întărirea disciplinei de stat în acest domeniu.

b) Diferitele lucrări hidrotehnice necesare pentru utilizarea resurselor de apă, combaterea efectului distructiv al apelor, protecția calității apelor se inițiază, se realizează și se exploatează de către titularul de investiții, care în cea mai mare parte este unitatea direct interesată în efectul scontat al lucrării hidrotehnice respective. Astfel:

— lucrările de captare, tratare, transport, distribuție, canalizare și epurare depind de unitățile industriale pe care le servesc sau, în cazul centrelor populate, de Consiliile populare interesate. În cazul în care o lucrare servește mai multe folosințe, una dintre ele, cea mai importantă sau cea care intră prima în funcțiune, devine titular de investiție;

— lucrările de hidroameliorații agricole ca îndiguiri, desecări, irigații, precum și combaterea eroziunii solului în patrimoniul agricol depind de Ministerul Agriculturii și Silviculturii;

— lucrările pentru valorificarea potențialului energetic de Ministerul Energiei Electrice;

— lucrările pentru combaterea eroziunii solului în patrimoniul agricol și silvic și pentru stingerea torenților de Ministerul Agriculturii și Silviculturii;

— lucrările pentru pescuit și piscicultură depind de Ministerul Industriei Alimentare și de Ministerul Agriculturii și Silviculturii;

— diferitele lucrări de traversare de albii, balastiere etc. depind de unitatea pe care servesc.

Principalele lucrări de folosință complexă a apelor (acumulări și derivații), care valorifică noi resurse de apă, sînt încredințate Ministerului Agriculturii și Silviculturii. De asemenea, lucrările principale de regularizări de albie.

c) Activitatea de cercetare științifică în domeniul hidrotehnic se desfășoară în principal în cadrul Institutului de Studii și Cercetări pentru Imbunătățiri Funciare și Gospodărirea Apelor, în al cărui profil intră următoarele domenii de activitate: hidrologie,

hidrogeologie, economia apelor, hidraulica, alimentări cu apă, protecţia calităţii apelor, geotehnică, construcţii hidrotehnice şi îmbunătăţiri funciare.

În domeniul protecţiei calităţii apei, în conformitate cu prevederile H.C.M. nr. 311/1963 privind unele măsuri pentru înlăturarea stării de impurificare a apelor, ministerele studiază prin institutele proprii de cercetări şi experimentează prin staţii pilot problemele şi procedeele privind epurarea apelor uzate specifice ramurii industriale respective. Ministerul Agriculturii şi Silviculturii prin Institutul de Studii şi Cercetări pentru Îmbunătăţiri Funciare şi Gospodărire a Apelor acordă asistenţă tehnică de specialitate în problemele complexe sau de tehnicitate deosebită.

Cercetările ştiinţifice pentru piscicultură se rezolvă în cadrul Institutului de Cercetări şi Proiectări Piscicole.

Baze de cercetare în domeniul hidrotehnic se găsesc la Institutul de Studii şi Proiectări Hidroenergetice din cadrul Ministerului Energiei Electrice în domeniul hidraulicei, materialelor de construcţii, construcţiilor hidrotehnice şi geotehnicei şi fundaţiilor, precum şi la institutele de învăţământ superior de specialitate.

d) Activitatea de proiectare în domeniul hidrotehnicei se desfăşoară în principal în mari unităţi de proiectare şi anume :

— Institutul de Studii şi Proiectări pentru Îmbunătăţiri Funciare şi Gospodărirea Apelor (I.S.P.I.F.G.A) din cadrul Ministerului Agriculturii şi Silviculturii, având ca profil elaborarea de planuri de amenajare, studii cu privire la folosirea resurselor de apă ; elaborarea de proiecte pentru sisteme hidroameliorative, sisteme hidrotehnice de folosinţă complexă a apelor şi pentru valorificarea de noi resurse de apă (acumulări, derivaţii), pentru regularizări de albii şi pentru alimentări cu apă şi canalizări de industrii şi centre populate (cu excepţia reţelelor de distribuţie şi a reţelelor de canalizare) ;

— Institutul de Studii şi Proiectări Hidroenergetice (I.S.P.H.) şi Institutul de Studii şi Proiectări Energetice (I.S.P.E.) din cadrul Ministerului Energiei Electrice ;

— Institutul de Proiectări al Construcţiilor şi Instalaţiilor de Gospodărire Comunală (I.P.G.C) din cadrul Comitetului de Stat pentru Economie şi Administraţie Locală având în profil elaborarea de studii în probleme de alimentări cu apă şi canalizări, de ape uzate şi meteorice din interiorul centrelor populate urbane şi elaborarea de documentaţii tehnice pentru reţele de distribuţie pentru alimentări cu apă şi reţele secundare de canalizare a centrelor urbane, precum şi lucrările de alimentări cu apă şi canalizări de centre populate de mai mică importanţă ;

— Institutul de Studii, Experimentări şi Proiectare pentru Industria Celulozei, Hîrtiei, Fibrelor Artificiale şi Valorificarea Stufului (I.P.C.F.S) din cadrul Ministerului Industriei Lemnului, având în profil lucrări pentru valorificarea stufului ;

— Institutul de Cercetări şi Proiectări Piscicole (I.C.P.P.) din cadrul Ministerului Industriei Alimentare ;

— Institutul de Proiectări pentru Transporturi din cadrul Ministerului Transporturilor, pentru lucrările hidrotehnice de navigaţie ;

— Direcţiile de sistematizare, arhitectură şi proiectarea construcţiilor (D.S.A.P.C.) din cadrul Consiliilor populare judeţene şi al oraşului Constanţa şi Institutul „Proiect Bucureşti" (I.P.B.) din cadrul Consiliului popular municipal Bucureşti, având în profil elaborarea de documentaţii pentru reţele de alimentări cu apă şi canalizări din interiorul centrelor populate ;

— Oficiile Judeţene de Fond Funciar, Gospodărirea Apelor şi Îmbunătăţiri Funciare pentru proiecte de îmbunătăţiri funciare şi de gospodărire a apelor de importanţă locală ;

— Institutele de proiectare ale organelor centrale pentru reţelele interioare de alimentări cu apă şi canalizări din incintele industriale şi pentru lucrări simple de captări de apă, precum şi pentru staţiile de epurare industriale.

Studiile de teren necesare elaborării proiectelor se efectuează de obicei de fiecare unitate de proiectare în parte.

e) Executarea lucrărilor hidrotehnice se efectuează de obicei prin unităţile de execuţie din cadrul ministerelor şi Consiliilor populare judeţene care execută ansamblul de lucrări pe care acestea le deservesc.

BIBLIOGRAFIE

1. *Decret nr. 143 privind folosirea raţională, amenajarea şi protecţia apelor.* Buletinul oficial al Marii Adunări Naţionale a R.P.R., nr. 10, 4 aprilie, 1953.
2. *Decret nr.* 704/1969 *pentru organizarea şi funcţionarea Ministerului Agriculturii şi Silviculturii.* Buletinul Oficial al Republicii Socialiste România, 11 octombrie, 1969.
3. *Decret nr. 1059 privind protecţia sanitară a surselor, construcţiilor şi instalaţiilor centrale de alimentare cu apă potabilă şi a apelor minerale pentru cură internă.* Buletinul Oficial al Republicii Socialiste România. Anul III, nr. 98, Partea I, 1967.
4. *Hotărîrea Consiliului de Miniştri nr. 311/1963 privind unele măsuri pentru înlăturarea stării de impurificare a apelor din Republica Populară Română.* Colecţia de Hotărîri şi Dispoziţii ale Consiliului de Miniştri al Republicii Populare Române Anul XII, nr. 18.
5. *Hotărîrea Consiliului de Miniştri nr. 342/1963 privind aprobarea Instrucţiunilor pentru stabilirea şi sancţionarea contravenţiilor în domeniul apelor.* Colecţia de Hotărîri şi Dispoziţii ale Consiliului de Miniştri al Republicii Populare Române. Anul XII, nr. 18.
6. *Hotărîrea Consiliului de Miniştri nr. 307/1963 pentru aprobarea Regulamentului privind apărarea împotriva inundaţiilor şi gheţurilor şi a Normativului pentru constituirea stocului minim de materiale şi mijloace necesare apărării împotriva inundaţiilor şi gheţurilor.* Colecţie de Hotărîri şi Dispoziţii ale Consiliului de Miniştri al, Republicii Populare Române. Anul XII, nr. 17.
7. *Instrucţiuni privind eliberarea autorizaţiilor de exploatare a folosinţelor de apă.* Bucureşti, Comitetul de Stat al Apelor, 1964.
8. *Instrucţiuni pentru obţinerea avizului de gospodărire a apelor I-5-67.* Bucureşti, Comitetul de Stat al Apelor, 1967.
9. *Instrucţiuni nr. 3134 din 24 decembrie 1963 privind încadrarea pădurilor din Republica Socialistă România în grupe funcţionale.* Buletinul Ministerului Economiei Forestiere, nr. 46, 15 decembrie, 1963.
10. STAS 3621-63. *Construcţii Hidrotehnice. Captări de apă din rîuri. Prize.*
11. STAS 4273-61. *Construcţii hidrotehnice. Clasificare.*
12. STAS 4068-62. *Construcţii hidrotehnice. Determinarea debitelor maxime de apă.*
13. STAS 1343-64. *Alimentări cu apă. Determinarea cantităţilor de apă necesară.*
14. STAS 1846-65. *Canalizări. Determinarea cantităţilor de apă de canalizare.*
15. STAS E 4706-66. *Condiţii de calitate ale apelor de suprafaţă.*
16. *Instrucţiuni tehnice pentru stabilirea condiţiilor de evacuare a apelor uzate în apele de suprafaţă, în vederea aplicării* STAS E 4706-66, I.D.-36-67 Bucureşti, Comitetul de Stat al Apelor, 1967.

PARTEA A DOUA

CONSTRUCȚII HIDROTEHNICE ȘI MAȘINI HIDRAULICE

SECȚIUNEA IX

CAPTĂRI DE APĂ DE SUPRAFAȚĂ

Conf. ing. R. A. POP
Ing. S. BIȚĂ

CUPRINS

1. Generalităţi (Conf. ing R. A. Pop şi Ing. S. Biţă) 551
   1.1. Scop şi părţi componente 551
   1.2. Clasificări 554
   1.3. Studii necesare 555
   1.4. Amplasamentul captărilor din rîuri 557
   1.5. Regularizarea albiei la captările din rîuri 560
   1.6. Criterii pentru alegerea tipului de captare 561
2. Captări de mal din rîuri (Conf. ing R. A. Pop şi Ing. S. Biţă). 562
   2.1. Captări de mal cu camere fără prag de fund 562
   2.2. Captări de mal cu camere şi prag de fund 567
   2.3. Captări de mal lunecătoare 570
   2.4. Captări de mal cu sorb 571
   2.5. Captări de mal cu canal 572
   2.6. Captări de mal cu bazin 573
3. Captări în albie din rîuri (Conf. ing. R. A. Pop şi Ing. S. Biţă) 575
   3.1. Captări cu crib 575
   3.2. Captări cu turn 580
   3.3. Captări cu priză pe fundul rîului 581
   3.4. Captări sub fundul albiei 583
   3.5. Captări cu staţie de pompare plutitoare 587
4. Captări cu baraje de derivaţie din rîuri (Conf. ing. R. A. Pop şi Ing. S. Biţă) 587
   4.1. Caracteristici generale 587
   4.2. Elementele componente ale captărilor cu baraje de derivaţie 592
   4.3. Captări cu baraj deversor şi cu priză în culee sau în pile 629
   4.4. Captări cu baraj deversor şi cu priza pe coronament 630
   4.5. Echipamentul mecanic al barajelor de derivaţie 636
5. Captări de apă din lacuri (Conf. ing. R. A. Pop şi Ing. S. Biţă) 655
6. Captări de apă din mări (Conf. ing. R. A. Pop şi Ing. S. Biţă) 656
   6.1. Generalităţi 656
   6.2. Amplasamentul captărilor 657
   6.3. Construcţii de captare de apă din mare 657

Bibliografie 661

1. GENERALITĂȚI

1.1. SCOP ȘI PĂRȚI COMPONENTE

„Captarea de apă este ansamblul construcțiilor și instalațiilor care servesc la prelurarea (mecanic sau gravitațional) a apelor din sursa naturală spre a servi în diverse scopuri" STAS 3378-68).

În această secțiune sînt tratate numai captările definitive din surse de ape de suprafață (rîuri, lacuri și mări). La cele provizorii se vor aplica aceleași indicații, ținîndu-se seama de caracterul lor de provizorat.

Captările de apă de suprafață trebuie să îndeplinească următoarele condiții:

— să asigure debitul și calitatea corespunzătoare de apă pentru care au fost proiectate, în perioadele de timp prevăzute în graficul de consum, la asigurarea de calcul cerută (STAS 3621-63);

— să nu permită accesul plutitorilor, gheței și zaiului în priză, în cantități care i-ar putea periclita buna funcționare;

— să împiedice accesul în priză a aluviunilor în suspensie și tîrîte peste cantitățile și dimensiunile pentru care a fost proiectată;

— să permită operații de întreținere și de reparație, fără a micșora, sub anumite limite, convenite, debitele captate.

Avînd în vedere specificul, importanța, durata de funcționare și însemnătatea funcțională, captările se vor încadra într-o anumită clasă de importanță conform STAS 4273-61.

În funcție de această clasă de importanță se vor stabili debitele și nivelurile maxime de apă la care urmează să se asigure exploatarea captării în condiții normale sau speciale conform STAS 4068-62.

O captare de apă poate fi compusă din mai multe construcții, din care unele pot lipsi în funcție de tipul captării.

Priza de apă propriu-zisă care este principala componentă a unei captări și constă dintr-o construcție prevăzută cu una sau mai multe ferestre de captare și cu instalații prin care se asigură pătrunderea unui debit de apă într-o aducțiune sau derivație.

Priza de apă formează adesea o construcție bloc cu deznisipatorul și eventual cu camera sitelor și cu camerele de încărcare, cînd apa este condusă mai departe gravitațional prin conducte sau cu un bazin de aspirație, cînd apa este preluată de pompe.

În prezent, materialul folosit pentru realizarea construcției prizelor este de obicei betonul armat sau betonul simplu și mai rar și eventual numai pentru unii pereți, zidărie de piatră sau de cărămidă. Lemnul, tabla ondulată și eventual și alte materiale de construcție, se folosesc în general, numai la lucrări provizorii sau la lucrări de importanță foarte mică.

Construcţiile de racordare cu malurile care realizează legătura între diferitele construcţii amplasate în apă cu malurile, asigurînd stabilitatea lucrărilor şi o scurgere convenabilă a apei. În această categorie de lucrări intră zidurile de dirijare din amonte şi din aval de priză, la captările de mal şi culeele, la captările cu baraj.

Construcţiile de regularizare care au ca scop asigurarea unei scurgeri favorabile a apei şi consolidarea malurilor în zona captării, precum şi împiedicarea inundării unor terenuri datorită celorlalte lucrări ale captării, cînd este cazul. În această categorie de lucrări intră apărările de maluri (pereurile), epiurile, pragurile etc. şi îndiguirile.

Construcţiile de retenţie (*barajele*) care au ca scop asigurarea nivelului de apă şi în perioadele cu debite scăzute ale cursului de apă.

Potrivit rolului pe care-l au, aceste construcţii se numesc baraje de derivaţie. Dacă suprainălţarea de nivel necesară este redusă, acest efect se poate uneori obţine prin simple praguri de fund.

Construcţiile de retenţie pot fi submersibile (deversori) sau insubmersibile (baraje de pămînt, diguri etc.).

Construcţiile submersibile au şi funcţia de evacuatori ai debitelor care nu se captează.

Construcţiile de spălare care au rolul să asigure îndepărtarea aluviunilor din faţa prizei, aluviuni care altfel ar intra în cantităţi inadmisibile în priza de apă. Ele constau cel mai adesea din deschideri practicate în corpul barajului (stăvilare de spălare) sau în pragul prizei (galerii de spălare).

Construcţiile de consolidare (*de protejare*) *a albiei*, care amplasate în aval de construcţiile de spălare sau de evacuare a apelor, constau din disipatori de enegie, rizberme, şi uneori din praguri de fund.

1.2. CLASIFICĂRI

Clasificarea captărilor de ape de suprafaţă poate fi făcută după numeroase criterii, din care se enumeră cele mai importante :

— după durată (STAS 4273-61), pot fi permanente sau provizorii ;

— după importanţă (STAS 4273-61), pot fi principale sau secundare ;

— după timpul de funcţionare, pot fi captări cu funcţionare continuă, intermitentă sau sezonieră ;

— după folosirea dată apei, care poate fi potabilă, pentru industrii, irigaţii, piscicultură etc. ;

— după mobilitate, pot fi captări fixe şi captări mobile (putînd fi mutate în funcţie de nevoi şi de nivelul apelor) ;

— după sursă, pot fi captări din cursuri de apă (pîraie, rîuri, fluvii), din canale artificiale, din lacuri (naturale sau artificiale), sau din mare.

Captările din cursurile de apă se pot realiza în curent liber (cu sau fără prag de fund) cu captări de mal, captări în bazin, cu captări în albie sau cu baraje de derivaţie.

Denumirile cele mai uzitate ale captărilor sînt cele în funcţie de sursa de apă şi poziţia faţă de sursă, la care se adaugă una sau mai multe precizări dintre cele arătate pînă aici şi eventual şi alte detalieri cînd este cazul.

Importanţă deosebită prezintă precizarea, la captările din cursuri de apă, dacă sînt realizate în curent liber sau cu baraj de derivaţie.

1.3. STUDII NECESARE

1.3.1. **Studii hidrologice.** Acestea sînt determinante în alegerea unei surse de apă, cît și în alegerea soluției de captare și trebuie să li se acorde o importanță deosebită. Se vor executa după prevederile din STAS 1628-62 și se vor referi la următoarele:

— debitele caracteristice ale rîului în secțiunea captării care sînt debitele minime de vară și de iarnă, cu asigurarea de calcul cerută de STAS 3621-63, debitele maxime corespunzătoare clasei de importanță stabilită conform STAS 4273-61, cu asigurarea de calcul cerută de STAS 4068-62, precum și debitele medii anuale și debitele de formare a albiei;

— nivelurile caracteristice corespunzătoare asigurărilor cerute de STAS 3621-63 și STAS 4068-62, atît în regim neamenajat cît și în regim amenajat (cînd este cazul) cu panta hidraulică corespunzătoare;

— debitele solide ale rîului în suspensie (turbiditățile caracteristice) și tîrît în corelație cu variația debitelor rîului (medii, de viituri, minime) cu granulozitatea și curbele de sedimentare respective;

— regimul de iarnă cu precizări asupra apariției podului de gheață, zaiului și gheții de fund, duratei și intensității lor. La podul de ghiață și la sloiuri se va preciza grosimea și mărimea lor. Se vor menționa, de asemenea, debitele și nivelurile la care se produc fenomenele de iarnă (pod de gheață, scurgerea sloiurilor). Se va menționa dacă se formează zăpori, cu precizarea locului, a datelor cînd apar, a deplasărilor și efectele lor asupra nivelurilor din rîu (nivelurile minime și maxime);

— vitezele apei (cu variații pe verticală) și rugozitatea albiei minore și majore;

— datele asupra surselor de poluare a apelor, situate în amonte de captare, ca localități industriale, izvoare de ape minerale etc. ca și asupra vegetației bazinului hidrografic și flotanților care pot apărea;

— captările de apă din lacuri și mări se vor da date asupra curenților (direcție, viteză, frecvență), valurilor și vînturilor dominante;

— plantele și animalele care trăiesc în apă;

— analiza fizico-chimică și bacteriologică a apei bazate pe probe luate la ape mici, medii și mari;

La lacurile folosite ca surse de apă se va face un bilanț al apelor, în care se va arăta aportul apelor de suprafață, precipitațiile, alimentările subterane, restituțiile, evaporația, infiltrațiile, pierderile, prelevările și golirile.

1.3.2. **Studii topohidrografice.** Ridicările topohidrografice trebuie să arate configurația terenului din zona în care se amplasează captarea și care influențează direct asupra ei sau este influențată direct de către captare.

La rîuri ridicările se vor întinde pe cel puțin zece lățimi ale secțiunii văii amenajate în spre amonte și tot atîta spre aval.

În cazul în care captarea este amplasată într-o zonă cu curbe și contracurbe, studiile topohidrografice vor cuprinde în mod obligatoriu prima curbă cu contracurba din amonte, precum și cel puțin prima curbă din aval de amplasamentul captării. Cînd captarea de apă va provoca și ridicarea artificială a nivelului apei din rîu, ridicarea topohidrografică se va extinde în amonte pînă la stingerea curbei de remuu.

Ridicările vor cuprinde la rîuri ambele maluri, inclusiv albia majoră. Ridicările topohidrografice vor fi concretizate în planuri de situaţie, profiluri transversale pe rîu şi profiluri longitudinale prin talvegul rîului.

Planurile de situaţie vor avea figurate toate construcţiile, proprietăţile, drumurile, căile ferate, liniile telefonice şi energetice, pădurile, tufişurile, terenurile arabile, mlaştinile, canalele, bornele etc. Cînd este posibil se vor indica şi limitele inundaţiilor.

Profilurile transversale vor fi executate în mod curent perpendicular pe direcţia de curgere a apei.

Profilurile longitudinale se execută prin talvegul rîului, avînd marcate pe ele fundul albiei, ambele maluri, nivelul apei luat în aceeaşi zi şi oră.

În cazul în care în zona ridicată apar lucrări care interesează se vor executa relevee (de exemplu la poduri) sau profilurile longitudinale şi transversale (de exemplu la diguri, canale etc.), iar cînd este posibil, ridicările topohidrografice vor reflecta şi evoluţia în timp a albiei.

La Dunăre, de obicei, ridicările se vor limita la un singur mal, incluzînd, dacă este necesar şi talvegul sau cel puţin o parte din fundul fluviului.

În cazul în care sursa de apă este un lac, acesta se va ridica în întregime sau numai în porţiunile care interesează.

În cazul în care se fac şi încercări hidraulice pe model, pentru precizarea soluţiilor captării de apă, ridicările topohidrografice se vor face mai amănunţit după indicaţiile organizaţiei care va executa cercetările de laborator.

De obicei, scările folosite pentru studiile tehnico-economice sînt : planuri de situaţie 1 : 2 000, 1 : 1 000 (mai rar 1 : 5 000 şi 1 : 500) ; profiluri longitudinale (la scară deformată) 1 : 2 000/200 sau 1 : 1 000/100 (mai rar 1 : 5 000/500 şi 1 : 500/50), profiluri transversale de la 1 : 1 000 pînă la 1 : 100 (la scară deformată sau nedeformată).

Pentru proiectele de execuţie, planurile de situaţie de ansamblu se vor executa la scara 1 : 2 000 sau 1 : 1 000 iar cele locale, unde va fi priza de apă, la scara 1 : 500 sau chiar la 1 : 100.

Profilurile longitudinale se execută, de obicei, la scara planului de situaţie.

Profilurile transversale generale se vor executa de la scara 1 : 2 000 pînă la 1 : 500 iar cele locale, în zona prizei de apă, de la scara 1 : 200 pînă la 1 : 50, deformată sau nedeformată.

La toate ridicările se vor planta borne, ale căror schiţe de reperaj şi coordonate vor face parte integrantă din studiul topohidrografic.

1.3.3. **Studii geotehnice şi hidrogeologice.** Acestea vor avea o amploare mai mare sau mai mică, în funcţie de sursa de apă, felul captării, importanţa ei, natura terenului etc. şi vor arăta :

— stratificaţia terenurilor şi caracteristicile geotehnice ale fiecărui strat în parte ;

— recomandările asupra sistemului de fundare. În cazul în care se întrevede folosirea piloţilor sau palplanşelor, se vor da date asupra posibilităţilor de batere, capacitate portantă etc, ;

— stabilitatea la afuiere a materialelor albiei rîurilor ;

— datele permeabilităţii terenurilor, asupra calităţii apelor subterane (dacă sînt sau nu agresive asupra betoanelor sau metalelor), dacă există sau nu pericolul de sufozie chimică sau mecanică, indicîndu-se gradientul hidraulic periculos şi eventuale măsuri de combatere a efectelor dăunătoare ale sufoziei ;

— sursele de materiale locale de masă (piatră brută, bolovani, pietriş, balast, nisip, argile pentru impermeabilizări, pămînturi pentru diguri etc.), cu caracteristicile lor geo-

tehnice pentru a putea fi folosite, inclusiv indicații asupra modului de compactare a umpluturilor, dacă este cazul;

— recomandările în privința modului de execuție (în unele cazuri).

1.3.4. **Studii hidraulice de laborator.** Aceste studii constau din încercări pe modele în laborator, la scară redusă. Ele sînt obligatorii (STAS 3621-63) pentru captările de apă din rîuri, încadrate în clasele *I* și *II* (STAS 4273-61) și facultative, pentru celelalte. Complexitatea captărilor de apă din mare fac recomandabile încercările pe model și pentru acestea.

Studiile hidraulice de laborator pe modele la scară redusă, verifică hidraulic amplasamentele captărilor de apă și accesul apei, lucrările de regularizare și capacitatea de transport a albiei, capacitatea de descărcare a barajului și construcțiile de consolidare aval, dispozitivele de spălare, formele constructive ale prizelor, pilelor, culeelor etc. fiind uneori singurul mod pentru o rezolvare judicioasă a problemelor complexe ce se pun.

1.4. AMPLASAMENTUL CAPTĂRILOR DIN RÎURI

Se tratează problema amplasamentului captărilor din rîuri care constituie sursa cea mai folosită. Anumite particularități se arată la descrierea fiecărui tip de captare.

La alegerea zonei amplasamentului se va ține seama de prevederile planului de amenajare a bazinului hidrografic al rîului respectiv. Se vor avea în vedere factorii hidraulici topohidrografici, geotehnici, precum și calitățile pe care trebuie să le îndeplinească apa captată.

Se recomandă amplasarea prizei de apă într-o concavitate a malului, nu în malurile convexe (fig.IX.1).

Albia rîului trebuie să fie stabilă în plan pe cel puțin 2—3 curbe în amonte și 1—2 curbe în aval de captare. Razele curbelor rîului trebuie să fie $R = (3{,}50 \ldots 8{,}00)B$, B fiind lățimea albiei rîului, în m, pe sectoarele stabile din zona captării, determinată pe teren, prin încercări pe model, sau cu ajutorul formulei:

$$B = A \frac{Q_f^{0,50}}{I_f^{0,20}}, \qquad \text{(IX.1)}$$

în care: A are valorile:

0,75—0,90 la rîuri de munte;

0,90—1,00 la rîuri de deal;

1,00—1,10 la rîuri de șes;

1,10—1,30 la fluvii;

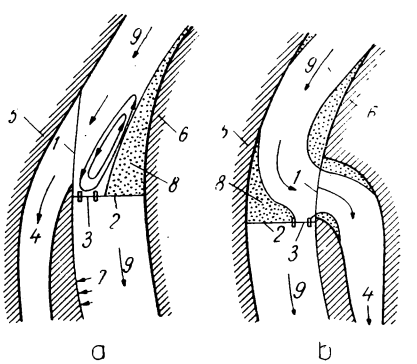


Fig. IX.1. Amplasarea captării într-o curbură:
a — poziție favorabilă; *b* — poziție nefavorabilă; *1* — pragul prizei de apă; *2* — baraj fix; *3* — deschideri de spălare; *4* — canal; *5* — mal concav; *6* — mal convex; *7* — eroziuni; *8* — depuneri; *9* — rîu.

Q_f este debitul de formare a albiei, în m³/s și la care albia minoră este depășită și au loc modificări importante ale traseului;

I_f — panta hidraulică corespunzătoare lui Q_f.

O formulă mai nouă care ține seama și de diametrul caracteristic al aluviunilor din rîu și avînd aceleași notații cu precedenta este:

$$B = 1{,}67\, Q_f^{0{,}42}\, I_f^{-0{,}21}\, d^{-0{,}05}, \qquad \text{(IX.2)}$$

în care $d = d_{60}$ din curba granulometrică.

Pentru aprecierea stabilității albiei unui rîu se poate folosi formula Lohtin:

$$f = \frac{d}{\Delta Z}, \qquad \text{(IX.3)}$$

în care: d este diametrul mediu caracteristic al granulelor fundului rîului, în mm;
ΔZ — căderea suprafeței libere a apei rîului, în m/km;
$f < 5$ pentru albii foarte mobile;
$f = 5 \ldots 15$ pentru albii nestabile;
$f > 20$ pentru albii stabile.

Curbele trebuie să fie legate între ele cu aliniamente scurte avînd lungimea de $(1 \ldots 2)B$. Unghiul la centru al curbelor va fi de 50—100°.

Unele condiții în legătură cu o așezare favorabilă a unei prize sînt date în fig. IX.2 în care B are semnificația arătată mai înainte.

Această amplasare asigură la priză curenți de suprafață; curenții de fund se îndreaptă spre malul convex. Talvegul va fi spre malul prizei.

În afară de stabilitatea în plan, rîul trebuie să aibă asigurată și stabilitatea profilului longitudinal iar în zonă nu trebuie să existe nici depuneri și nici eroziuni importante.

Trebuie avut în vedere că în măsura în care debitul captat este mai mare, efectul favorabil al concavității naturate se reduce, curentul captat avînd un traseu general convex. Rezultă o sporire a tendinței aluviunilor de a intra în priză, în special în cazul în care debitul captat Q_p se apropie de 0,25—0,30 din debitul critic al rîului Q_{cr} (debitul critic fiind debitul la care aluviunile din patul albiei se pun în mișcare).

În astfel de situații se iau măsuri corespunzătoare ca: înălțarea pragului prizei, manevrarea corespunzătoare a stavilelor de spălare a aluviunilor etc.

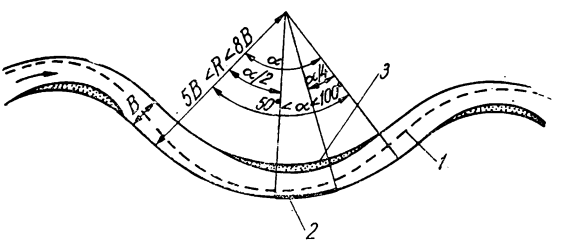


Fig. IX.2. Poziția prizei de apă în concavitatea malului:
1 — talveg; 2 — zonă favorabilă pentru amplasarea prizei; 3 — depuneri naturale.

Se vor evita amplasamentele situate imediat în aval de confluențe sau în aval de sursele de impurificare a apei (descărcători de canalizări).

Zona în care urmează să se amplaseze priza este recomandabil să fie neinundabilă sau puțin inundabilă, care să permită un acces comod. Lucrările de apărare de maluri și de îndiguire necesare trebuie să fie cît mai reduse. Se vor evita zonele în care se formează zăpori, zai sau gheață de fund.

Terenul trebuie să corespundă pentru amplasarea unei construcții hidrotehnice ca stabilitate sau rezistență, permițînd luarea măsurilor pentru împiedicarea pierderilor de ape prin infiltrații sau încastrarea în roca de bază, fără lucrări dificile.

Perturbările aduse folosințelor și construcțiilor învecinate trebuie să fie cît mai mici.

Amplasamentul ales pentru captare trebuie să asigure o rezolvare economică pe ansamblul lucrărilor de aliementare cu apă; trebuie să se țină seama și de investițiile la celelalte lucrări care concură la asigurarea alimentării cu apă, și de cheltuielile de exploatare, deci și de prețul pe metrul cub de apă furnizat consumatorului.

Evitarea pompării apei, scurtarea conductelor de aducțiune etc., pot impune uneori alegerea unui amplasament mai puțin favorabil de captare.

Amplasamentul captării trebuie să permită realizarea convenabilă a unor dispoziții constructive ca de pildă poziția frontului prizei variabilă după tipul de captare, să înlesnească spălarea aluviunilor din rîu din fața pragului ferestrelor etc.

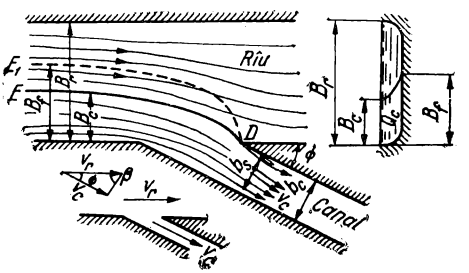


Fig. IX.3. Unghiul devierii diu rîu.

De asemenea trebuie să fie posibilă întrarea apei în derivație sub un unghi Φ convenabil (fig. IX.3) încît pierderile locale de sarcină să fie minime.

Debitul Q_c captat dintr-un rîu formează un curent de apă care se îndreaptă către priză cu vene superficiale de curent limitate de linia ED căreia îi corespunde o lățime B_c și vene de fund, limitate de linia E_1D căreia îi corespunde o lățime B_f.

Unghiul recomandabil pentru a se micșora pierderea de sarcină, este dat de:

$$\cos \Phi = \varepsilon \frac{V_r}{V_c}, \tag{IX.4}$$

în care: V_r este viteza medie a apei în rîu la sosirea la priza de apă;

V_c — viteza medie a apei în canal;

ε — coeficientul de strangulare a curentului în canal $\varepsilon = \frac{b_s}{b_c}$.

Se mai poate utiliza și formula:

$$\cos \Phi = \varepsilon \frac{q_r}{q_c} \cdot \frac{h_c}{h_r}, \tag{IX.5}$$

în care q_r și q_c sînt debitele specifice în rîu și pe canal, iar h_r și h_c înălțimea de apă corespunzătoare în rîu și pe canal. Cu cît unghiul Φ este mai mare, cu atît mai mari sînt zonele de turbioane și b_s mai mic.

Majoritatea captărilor fiind așezate în sectoarele curbe ale albiei, cu priza pe un mal concav, este posibil și se va căuta ca axul derivației să fie cît mai apropiat de prelungirea axului albiei rîului, din porțiunea amonte de priză.

Recomandările de pînă aici sînt confirmate atît prin cercetări pe model cît și prin constatări la lucrări executate.

1.5. REGULARIZAREA ALBIEI LA CAPTĂRILE DIN RÎURI

În cazul în care în zona care poate fi luată în considerație pentru amplasarea unei captări nu se găsește un amplasament natural favorabil sau este necesară consolidarea albiei, se vor executa lucrări de regularizare. Albiei i se va realiza un traseu stabil.

Recomandările care se fac în continuare referitoare la lucrările de regularizare aferente captărilor cel puțin la lucrările importante, trebuie să fie verificate, prin încercări pe model în laborator:

a) *Lungimea de rîu regularizată în amonte de priză este* $L_1 = (4 \ldots 5)\ B$ în aliniamente și $L_1 = (10 \ldots 14)\ B$ pentru sectoarele curbe ale albiei; B fiind lățimea albiei minore stabile.

b) *Lungimea de rîu regularizată în aval de priză este* $L_2 = (2 \ldots 3)\ B$ cînd se urmărește racordarea la malurile naturale ale rîului și $L_2 = (10 \ldots 14)\ B$ cînd se urmărește și mărirea capacității de transport a albiei.

c) *Curbura albiei în zona de acces la priză se va realiza* în ax cu două raze: $R_1 = (6 \ldots 8)\ B$ și $R_2 = (3 \ldots 4)\ B$, R_1 și R_2 fiind raza de curbură mai îndepărtată și respectiv raza de curbură lîngă priza de apă.

Într-o curbură a rîului, adîncimile se pot afla astfel.

$$h_k = h\left(1 + \tau \sqrt{\frac{B}{R}}\right), \tag{IX.6}$$

în care: h_k este adîncimea medie a rîului în curbă;

h — adîncimea medie a rîului în aliniament;

τ — coeficientul în funcție de $\frac{B}{R}$ (tabelul IX.1), B fiind lățimea albiei minore iar R este raza de curbură a albiei minore.

Tabelul IX.1

Coeficientul τ pentru calculul adîncimilor în curbe

$\frac{B}{R}$	0,16	0,20	0,25	0,33
τ	1,15	1,80	2,20	2,60

Se mai pot aplica și formulele următoare care dau rezultate apropiate:

$h_k = K\,h$ pentru adîncimea medie într-o curbă;

$h_{k\,max} = \xi\,h$ pentru adîncimea maximă la malul concav. (IX.7)

Coeficienții k și ξ sînt dați în tabelul IX.2, în funcție de $\frac{B}{R}$.

Tabelul IX.2

Coeficienții k și ξ pentru calculul adîncimilor în curbe

$\frac{B}{R}$	0,00	0,20	0,25	0,33	0,50	0,70	1,00
k	1,00	1,24	1,33	1,43	1,60	2,69	3,00
ξ	1,27	1,84	2,20	2,57	3,00	—	—

1.6. CRITERII PENTRU ALEGEREA TIPULUI DE CAPTARE

Soluția se alege în funcție de: felul sursei de apă (curs de apă, lac, mare); clasa de importanță a captării; asigurarea de calcul a debitelor minime; condițiile locale topografice, hidraulice, hidrologice, geotehnice și hidrogeologice; asigurarea debitului și calității apei, precum și a siguranței în exploatare; economicitatea lucrării; influența captării asupra regimului hidrologic al rîului și asupra folosințelor învecinate.

Captările din cursurile de apă se împart în două mari categorii: captări în curent liber (fără barare curgerii) și captări cu baraj de derivație.

Alegerea între aceste două categorii se face în funcție de raportul α dintre debitul captat și debitul rîului și în funcție de înălțimile de apă din fața ferestrelor H_n și H_{am}:

$$\alpha = \frac{Q_p}{Q_{min}},$$

în care: Q_p este debitul proiectat a se capta;

Q_{min} — debitul minim din rîu, în dreptul captării corespunzător asigurării de calcul (STAS 3621-63);

H_n — înălțimea de apă necesară în fața prizei pentru a permite captarea debitului Q_p;

H_{am} — înălțimea de apă minimă din fața prizei în regim natural corespunzătoare lui Q_{min}%.

Raportul α ne indică în marea majoritate a cazurilor dacă se poate lua în considerare o soluție de captare a apei cu baraj sau fără baraj.

Pentru $\alpha \leqslant \frac{1}{4}$ se pot lua în considerare captări fără modificarea nivelurilor apelor din rîu (captări de mal, captări în albie).

Pentru $\alpha > \frac{1}{4}$ trebuie analizate captări cu modificarea nivelurilor naturale (captări cu bararea albiei, care provoacă o supraînălțare a nivelurilor scăzute din rîu).

În anumite condiții locale favorabile, hidrauluice, hidrologice, geotehnice și topografice, se pot uneori folosi captări fără barare și pentru $\alpha > \frac{1}{4}$.

Înălțimea apei în fața prizei trebuie să permită:

— captarea debitului necesar;

— realizarea unui prag la ferestrele prizei care să oprească intrarea aluviunilor grosiere;

— o acoperire suficientă cu apă a ferestrelor prizei pentru a împiedica intrarea plutitorilor și zaiului sau înfundarea grătarelor;

— împiedicarea obturării grătarelor în cazul formării podului de ghiață pe rîu (deci o acoperire de apă la grătare corespunzătoare grosimii ghieții);

— spălarea hidraulică gravitațională a deznisipatoarelor la captările cu baraje.

Înălțimea de apă necesară în fața prizei trebuie să fie asigurată și în perioada debitelor minime cerute de STAS 3621-63:

$$H_n = H_f + H_a + H_p, \tag{IX.8}$$

în care H_f, H_a, H_p sînt înălțimea ferestrei, acoperirea de apă a ferestrei și respectiv înălțimea pragului ferestrei.

În cazul în care $\alpha \leqslant \frac{1}{4}$ și $H_n \leqslant H_{am}$ se pot lua în considerație captările în curent liber (fără baraj), captări de mal și captări în albie

Pentru $\alpha \leqslant \frac{1}{4}$ și $H_n > H_{am}$ se pot lua în considerație captări de mal cu prag de fund. Pragul de fund are înălțimea maximă de 0,80—1,00 m în talvegul rîului, lîngă priza de apă.

Pragul de fund va trebui să realizeze o supraînălțare a nivelurilor minime ale rîului cu ΔH_{am}, astfel ca să se obțină $H_n \leqslant H_{am} + \Delta H_{am}$.

Captările cu baraj se vor lua în considerație în cazul în care $\alpha > \frac{1}{4}$ sau la $\alpha \leqslant \frac{1}{4}$ cînd totuși, din cauza unor condiții locale speciale, captările în cursul liber, chiar cu utilizarea unui prag de fund, nu pot da rezultatul scontat.

Se recomandă ca întotdeauna, chiar dacă $\alpha > \frac{1}{4}$, să se analizeze și posibilitatea realizării unei captări în curent liber și numai în cazul în care aceasta nu se poate realiza, să se treacă la o captare cu baraj, deoarece captările de mal sau în albie necesită investiții mult mai mici, se realizează în condiții mai ușoare și într-un timp mai scurt modificînd mai puțin regimul hidrologic al rîului.

Captările de mal se utilizează în cazul în care lîngă mal se găsesc adîncimi suficiente pentru a asigura prelevarea debitului necesar iar captările în albie, în cazul în care adîncimea de apă necesară este mai departe de mal.

2. CAPTĂRI DE MAL DIN RÎURI

Captări de mal se realizează la rîuri și în mod asemănător și la lacuri și mări. Ele se folosesc în cazul în care la mal sînt adîncimi suficiente pentru a permite captarea debitului necesar în bune condiții.

2.1 CAPTAREA DE MAL CU CAMERE FĂRĂ PRAG DE FUND

Captarea constă dintr-o serie de camere așezate pe mal avînd ferestre protejate cu grătare.

Ferestrele vor fi amplasate la cote care să permită intrarea apei în camere în mod sigur la nivelurile minime corespunzătoare asigurării de calcul (fig. IX.4).

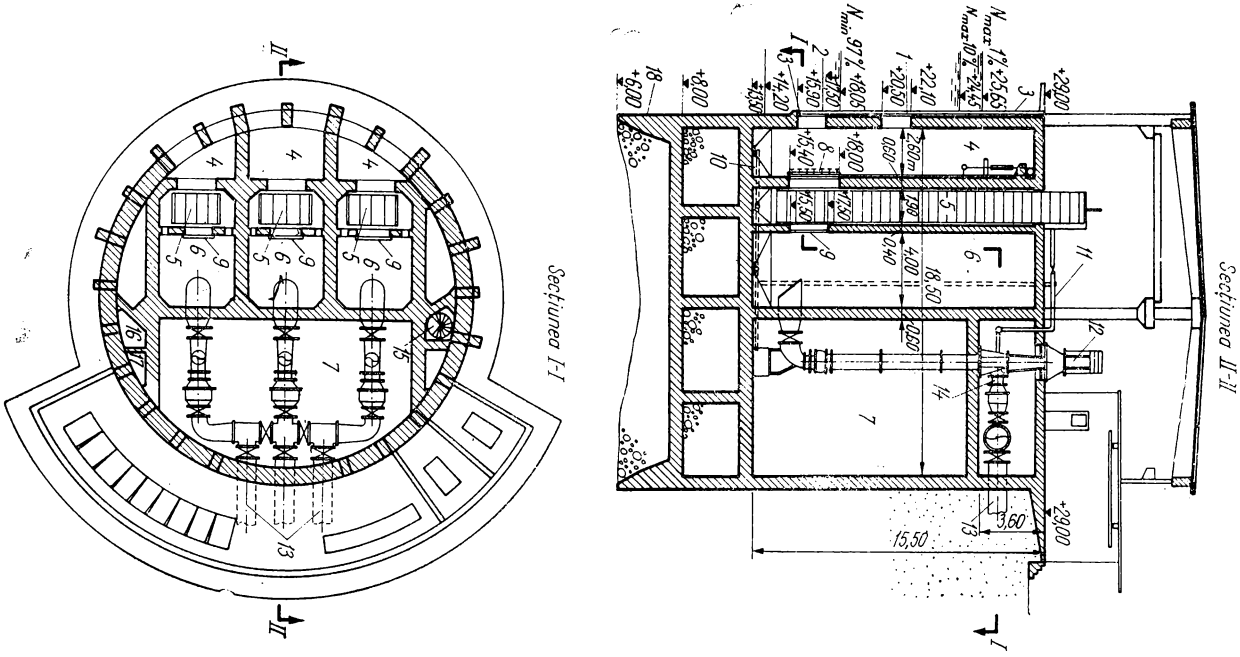


Fig. IX. 4. Captare de mal cu cheson pe Dunăre (Republica Socialistă România, proiect I.P.A.C.H.):

1 — fereastră pentru niveluri mari de apă; *2* — fereastră pentru niveluri mici de apă; *3* — nișe pentru grătare și batardouri; *4* — camere de acces; *5* — camerele sitelor; *6* — camere de aspirație; *7* — camera uscată a pompelor; *8* — vană de admisie deschisă în poziție normală; *9* — vană de siguranță de perete; *10* — conducte de evacuare a nămolului *11* — conductă de apă de spălare; *12* — electropompe cu ax vertical; *13* — conductă de refulare a apei *Dn* 1000 mm; *14* — compensator de montaj; *15* — scară metalică în spirală; *16* — cameră de colectare a nămolului; *17* — cămin de evacuare a nămolului; *18* — cuțitul chesonului.

Captarea va trebui să aibă cel puțin două rînduri de încăperi independente, pentru a nu se sista alimentarea cu apă în timpul reviziilor, reparațiilor, curățirilor etc.

La captările provizorii sau secundare ca și la cele cu funcționare periodică la care se poate admite întreruperea funcționării (pentru curățire, reparare sau revizie), se poate prevedea o singură cameră de priză, în caz că alte considerente nu impun mai multe.

Apa intrată prin ferestre ajunge în camera prizei de apă care îndeplinește și funcția de deznisipător. După camera prizei urmează camera sitelor (care poate lipsi)

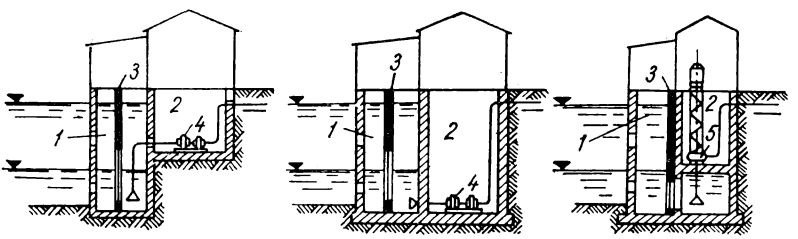


Fig. IX. 5. Scheme de captări de mal :

1 — camera prizei ; *2* — camera pompelor ; *3* — site ; *4* — pompă cu ax orizontal ; *5* — pompe cu ax vertical.

și camera de aspirație (în cazul circulației apei prin pompare) sau cameră de încărcare (în cazul circulației gravitaționale). Pompele folosite pot fi cu ax vertical sau cu ax orizontal, cu cameră uscată (fig. IX.5) sau cu cameră umedă, în funcție de caracteristicile lor executîndu-se și construcția captării de apă.

Aceste camere succesive formează o linie tehnologică. Liniilor tehnologice paralele li se asigură o funcționare independentă.

Apa pătrunde în camera prizelor prin ferestre protejate prin grătare, de obicei metalice.

În funcție de variațiile de nivel ale apei, ferestrele pot fi așezate pe verticală, pe unul, două sau chiar pe trei rînduri, pentru a permite captarea apei în funcție de nivelurile din rîu, știind că la nivelurile ridicate apa rîurilor transportă o cantitate mai mare de aluviuni, cu o încărcare care crește cu apropierea de fund.

Cu ferestrele inferioare se captează apa în perioada nivelurilor scăzute. Ferestrele superioare se folosesc în perioada apelor mari, cînd ferestrele inferioare se închid, pentru a nu permite intrarea aluviunilor. Toate ferestrele au posibilitatea de a fi închise cu batardouri sau stavile.

Staviile servesc în mod curent la închiderea sau reglarea debitului de apă care intră în priza de apă și adesea la modificarea înălțimii pragului ferestrelor, în funcție de nivelul apelor din rîu, pentru crearea unor condiții mai bune de oprire a intrării aluviunilor în priza de apă.

Batardourile izolează de sursa de apă toate instalațiile și camerele unei linii tehnologice, permițînd controlul, revizia și reparațiile la uscat.

La toate captările de mal cu cameră se va ține seama că cel puțin o linie tehnologică ar putea să nu funcționeze, întregul debit necesar urmînd să fie asigurat cu celelalte

Camera prizei serveşte de cele mai multe ori şi ca deznisipator, reţinînd în mod curent particulele mai mari de 0,20—0,30 mm.

Uneori se utilizează cu bune rezultate, un perete vertical de dirijare, executat în interiorul camerei prizei (deznisipatorului) pe care o transformă într-un deznisipator vertical (v. fig. IX.8) Peretele vertical va trebui să fie la minimum 0,80 m de peretele ferestrelor prizei, pentru a fi posibilă intrarea unui om. Se asigură astfel şi o viteză de trecere a apei inferioare vitezei de trecere prin grătarele ferestrelor. Dimensionarea deznisipatorului se va face în funcţie de particulele maxime care se admit a trece în instalaţii (de obicei 0,20 ... 0,30 mm).

Sedimentele se depun în partea inferioară a deznisipatorului, de unde se evacuează cu ajutorul pompelor de nămol, după o prealabilă barbotare, cu ajutorul apei introdusă sub presiune. Apa sub presiune este luată de la pompele care funcţionează la celelalte linii tehnologice, în cazul în care există staţie de pompare, sau este furnizată de pompe anume instalate. În timpul curăţirii, camera de sedimentare se izolează de celelalte linii tehnologice în funcţiune.

Sitele se dimensionează la viteze de 0,10—0,20 m/s, considerîndu-se ca secţiune activă numai suprafaţa care este sub nivelul minim de calcul admis în sursa de apă şi ţinîndu-se seama de posibilitatea obturării pe o suprafaţă de 30—50 %.

Dimensiunile ochiurilor se vor alege în funcţie de suspensiile din rîu, inclusiv flora şi fauna (la suspensii fine ochiurile trebuie să fie de 1 × 1 —2 × 2 mm), de felul pompelor şi calitatea apei care va trebui furnizată, putîndu-se merge pînă la ochiuri de 20 × 20 mm, în cazul în care sînt suspensii grosiere.

Sitele captărilor de apă pot fi fixe, cu curăţire mecanică continuă sau rotative. Prin sitele fixe se admite o scădere de presiune de 0,10—0,20 m H_2O.

Sitele cu curăţire mecanică continuă sînt alcătuite din table metalice, late de 1,25 —1,50 m cu fante de 3—5 mm, aşezate pe un plan înclinat, curăţite continuu cu perii avînd peri vegetali, care la rîndul lor sînt curăţite cu perii metalice.

Sitele rotative cele mai eficiente sînt constituite dintr-o sită-bandă fără sfîrşit, care se roteşte în jurul a două axe (superioară şi inferioară). Ochiurile sînt de obicei cuprinse între 0,50 × 0,50 şi 5 × 5 mm şi sînt executate din sîrmă groasă de 0,20—0,50 mm. Lăţimea benzii este cuprinsă între 1,00 şi 2,50 m. Sitele se rotesc cu o viteză de 10—100mm/s, în funcţie de cantitatea de suspensii din apă.

Curăţirea sitei se face cu apă sub presiune de 2—4 at. Consumul de apă necesar spălării sitelor poate ajunge pînă la 10—20 l/s, la debite importante trecute prin sită (1,50—2,00 m^3/s).

Pierderea de sarcină la sitele rotative se poate considera de 0,15—0,30 mH_2O.

Apa intrată printr-o fereastră, trece prin sită şi apoi printr-o fereastră în camera de aspiraţie sau de încărcare.

Pentru a preveni avarierea sitelor în caz de obturare se prevede o fereastră care se deschide cînd presiunea apei atinge un anumit nivel periculos, permiţînd apei captate să ocolească sitele.

Camerele de aspiraţie sau camerele de încărcare se dimensionează ţinîndu-se seama de nivelul minim corespunzător asigurării de calcul şi luînd în consideraţie toate pierderile de presiune care se produc la trecerea prin ferestre şi site.

Construcţiile de racordare cu malurile diferă după sursă.

Pe rîuri, racordările cu malurile trebuie să asigure continuitatea curgerii apei prin faţa prizei. La captările cu camere aceasta se realizează de obicei cu ajutorul unor ziduri de dirijare racordate cu malurile, cu un unghi de maximum 45°, cu muchiile rotunjite şi dacă este posibil cu suprafeţe riglate (fig. IX.7 şi IX.8).

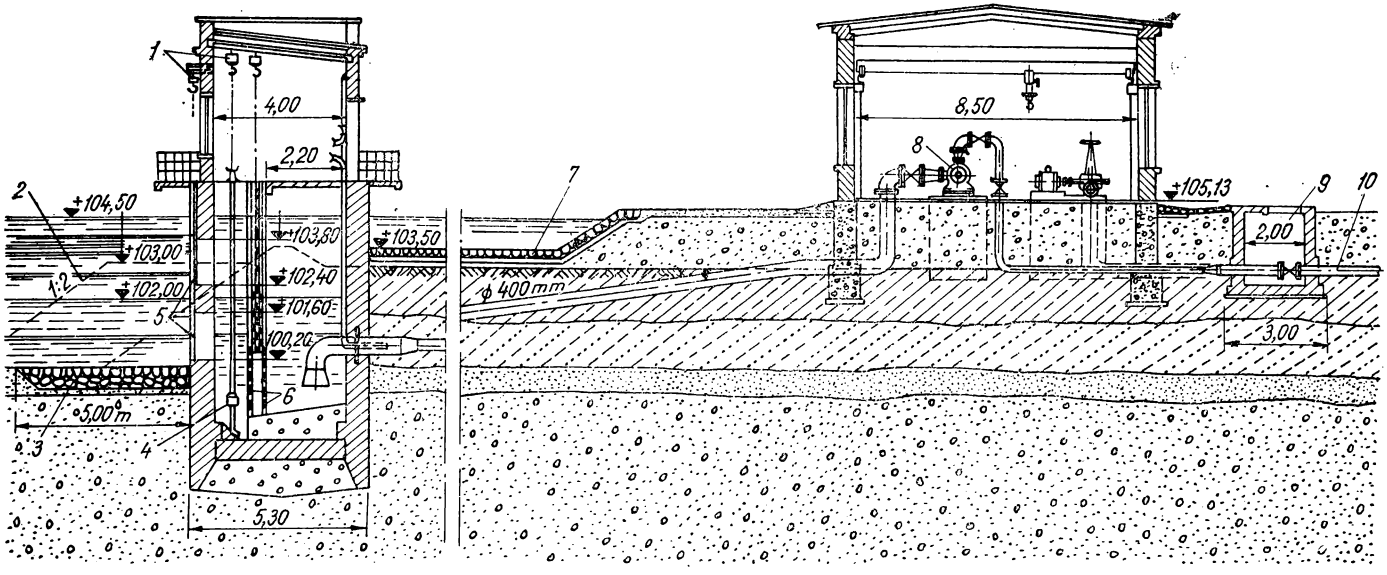


Fig. IX. 6. Captare de mal cu cheson şi staţie de pompare separată :

1 — macaralе pisici ; *2* — conturul rambleului în formă insulară pentru executarea lucrărilor de scufundare a chesonului ; *3* — anrocamente ; *4* — hidroelevator ; *5* — ferestrele prizei de apă ; *6* — site metalice cu dimensiunile de 2,00 × 2,50 mm ; *7* — pereu de piatră brută ; *8* — pompe ; *9* — cămiıul de vane ; *10* — conducte de refulare.

În unele cazuri, mai ales în lacuri sau bazine, captarea se lasă separată de mal, accesul la ea realizîndu-se prin poduri, paserele sau cu ambarcaţiuni. În astfel de cazuri pe rîuri, captării i se dă o formă cilindrică sau o formă oarecare, de pilă de pod, pentru a permite o curgere a apei cît mai bună (fig. IX.6).

Şi în interiorul captării apa trebuie să aibă o curgere cu pierderi de sarcină cît mai reduse ceea ce se realizează prin rotunjirea muchiilor pragurilor şi ferestrelor şi un ax al circulaţiei în aliniament sau cu curbe cu raze mari.

Fundaţia camerelor de captare se face în funcţie de natura terenului, mai rar pe piloţi şi mai frecvent pe radier de beton armat (v. fig. IX.8) sau cu cheson (fig. IX.4 şi IX.6).

Talpa fundaţiilor (în cazul în care nu are piloţi) va fi cel puţin cu 2—3 m sub adîncimea maximă de afuiere (care s-ar produce), verificată la calculul de stabilitate la răsturnare şi alunecare.

Construcţia se dimensionează în funcţie de importanţa sa, în conformitate cu STAS 4068-62 şi STAS 4273-61, ţinînd seama de debitele maxime şi minime care pot apărea, ca şi de gheţuri.

Planşeele şi platformele care condiţionează buna funcţionare a captării trebuie să fie insubmersibile la nivelurile maxime de verificare (se va ţine seama şi de amplitudinea valurilor).

Pentru dimensionarea pereţilor camerelor captării se va ţine seama de posibilitatea apariţiei apelor mari pe rîu (viiturile anuale) în timpul cînd executîndu-se reparaţiile sau reviziile la unele camere, acestea sînt goale, iar celelalte în funcţiune (deci pline).

Prin modul de execuţie se pot, de asemenea dimensiona lucrările de captare (de exemplu fundaţia pe cheson), ţinîndu-se seama în toate cazurile de nivelurile posibile ale apei, atît în timpul execuţiei cît şi în timpul exploatării.

Acest tip de captare s-a aplicat în ţara noastră de la cîţiva zeci de litri pe secundă, pînă la zeci de metri cubi pe secundă, la munte, deal şi şes.

2.2. CAPTĂRI DE MAL CU CAMERE ŞI PRAG DE FUND

Acestea se deosebesc de tipul de captare precedent prin prezenţa unui prag de fund care provoacă o supraînălţare a apei la debite minime (fig. IX.7).

Pragul de fund barează albia minoră a rîului provocînd o modificare mai însemnată a nivelului rîului la debite minime, fără a avea o influenţă sensibilă la debitele de formare a albiei sau mai mari.

Din această cauză, înălţimea pragului de fund se limitează la 0,80—1,00 m, asigurînd înălţimea minimă de apă necesară funcţionării prizei. Această înălţime redusă a pragului de fund nu mai face necesară prevederea unui disipator de energie în aval, ci numai o consolidare, în funcţie de natura terenului (saltele de fascine, anrocamente de piatră brută, saltele din plăci de beton prefabricate etc.).

Pragul se execută (în funcţie de natura terenului şi de gradul de permeabilitate pe care trebuie să-l aibă) din beton, anrocamente, blocuri de beton, cu sau fără palplanşe etc.

În faţa prizei de apă însă, pragul este îngropat sub fundul rîului, la nivelul talvegului, pe o lungime de 2—4 m (de obicei), în funcţie de caracteristicile hidrologice ale rîului şi de frontul prizei de apă, formînd o deschidere de spălare a aluviunilor aduse în faţa prizei. Această porţiune este puternic consolidată pentru a stabiliza albia, împiedicînd adîncirea ei în această zonă, unde puterea de eroziune este mare. Consolidarea se realizează de obicei din beton, fiind limitată, cu o pilă de beton.

În cazul în care pragul de fund nu realizează o ridicare de nivel suficientă pentru a asigura captarea apei şi în perioada debitelor minime, se prevede o stavilă (la prizele secundare sau provizorii, elemente de batardou) în deschiderea de spălare între pilă şi

frontul prizei de apă. Această stavilă se coboară la debite mici, asigurînd o ridicare a nivelului apei cel puțin pînă la cota superioară a stavilei. Se recomandă ca nivelul superior al stavilei să fie cu 10—20 cm sub coronamentul pragului de fund, pentru a permite evacuarea plutitorilor și zaiului spre aval. Stavila trebuie să fie coborîtă numai la nivelurile foarte scăzute, cînd altfel nu se poate asigura nivelul necesar.

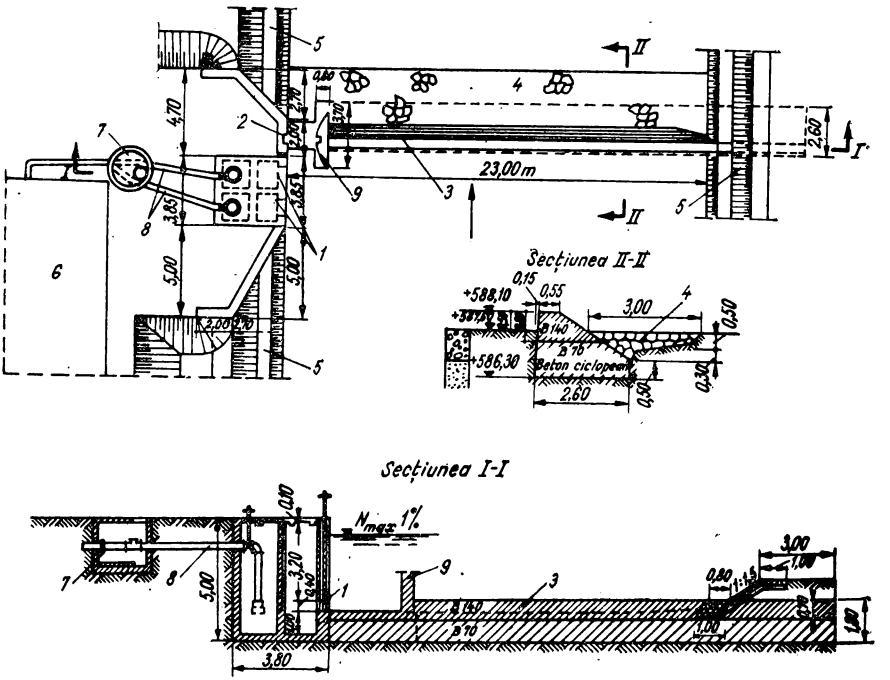


Fig. IX.7. Captare de mal cu prag de fund pe rîul Mureș (proiect I.P.A.C.H.):
1 — ferestrele prizei de apă; *2* — nișă pentru stavilă sau batardou; *3* — prag de beton; *4* — risbermă din bolovani de rîu; *5* — apărare de mal; *6* — stație de pompare; *7* — cămin de ramificație; *8* — conductă de oțel D_n 250 mm; *9* — pilă de beton armat.

Pragul de fund se amplasează în aval de priză, pentru ca remuul negativ provocat de deschiderea de spălare spre amonte, cînd stavila este ridicată, să nu stînjenească buna funcționare a prizei, dar nu prea în aval, pentru a nu se pierde efectul de spălare a aluviunilor, din fața prizei.

Pentru favorizarea spălării aluviunilor din fața prizei de apă, pila stavilei de spălare se prelungește spre amonte (fig. IX.8).

Deschiderea de spălare din pragul de fund, se calculează ca un deversor cu prag lat. Acest tip de captare simplu și economic este frecvent aplicat în Republica Socialistă România; pînă în prezent s-a realizat cu debite de pînă la 2,40 m³/s.

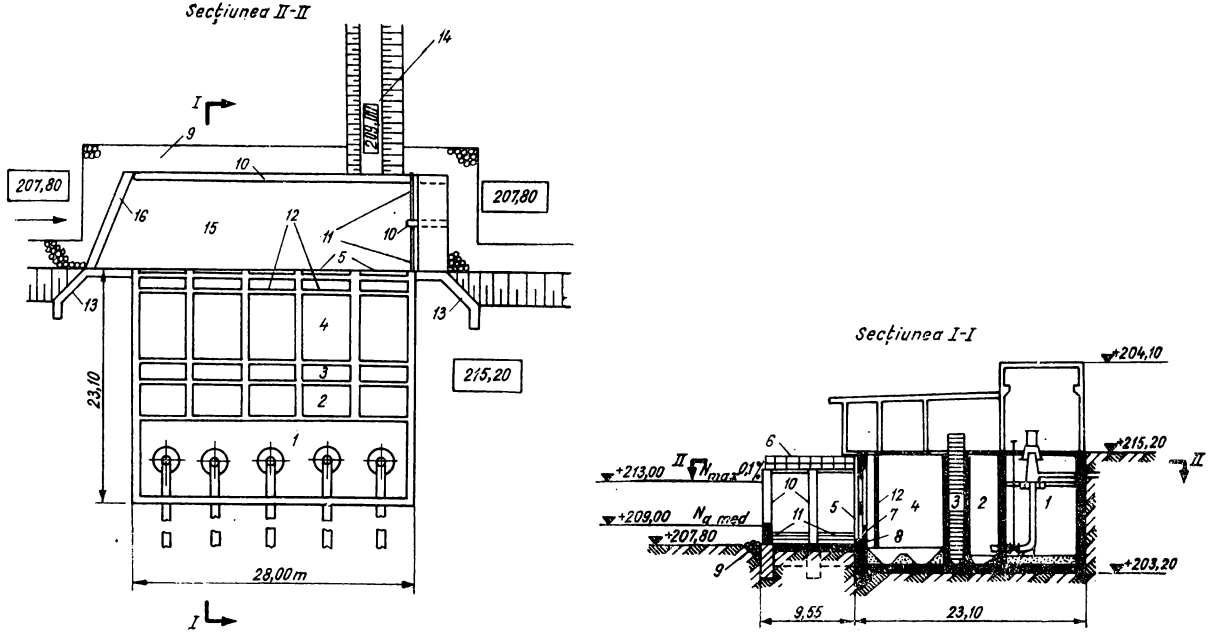


Fig. IX.8. Captare de mal cu camere, prag de fund și pungă pe rîul Olt (proiect I.P.A.C.H.):

1 — camera pompelor; *2* — camera de aspirație; *3* — camera sitelor; *4* — camera de sedimentare; *5* — nișe, grătare și batardou; *6* — paserela de acces la mecanismele stavilei; *7* — stavile; *8* — prag de beton; *9* — masiv de anrocamente $d = 40$ cm; *10* — pile; *11* — stavile de spălare; *12* — perete de dirijare vertical; *13* — zid de dirijare; *14* — prag de fund; *15* — canal de spălare; *16* — apărător de zai și plutitori.

2.3. CAPTĂRI DE MAL LUNECĂTOARE

Se folosesc la rîurile și lacurile cu variații mari de nivel, la care malurile permit executarea convenabilă a unui plan înclinat (fig. IX. 9).

În cazul în care pentru realizarea unui plan înclinat este necesară executarea unei tranșee, se va ține seama de posibilitatea apariției turbioanelor în zona sorburilor care pot îngreuna sau împiedica buna funcționare a captării.

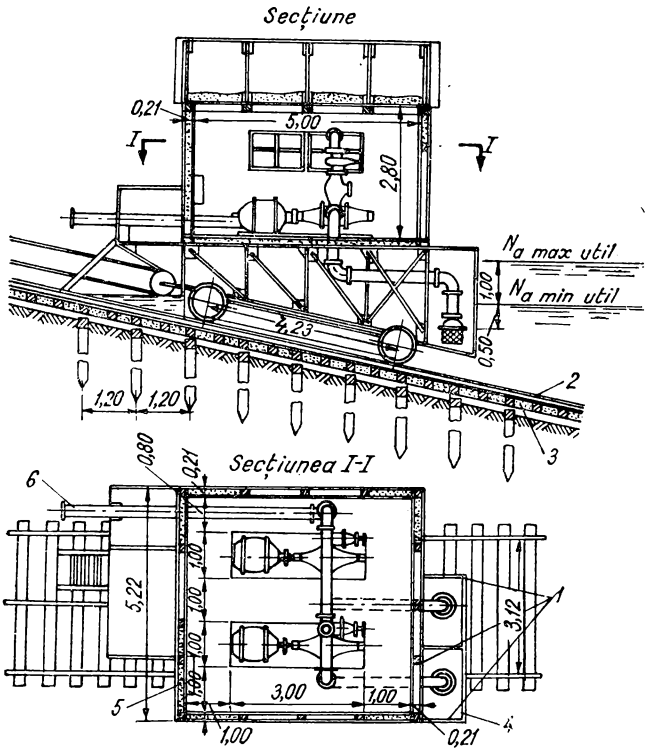


Fig. IX.9. Captare de mal lunecătoare:
1 — căptușeală din tablă de oțel; *2* — șină; *3* — strat de balast; *4* — site demontabile; *5* — tablou de comandă; *6* — conductă forțată *Dn* 250 mm.

Pe rîurile cu sloiuri sau cu plutitori de dimensiuni mari nu se va folosi acest tip de captare sau se va folosi în afară de perioadele respective (folosirea cu astfel de restricții este posibilă, de exemplu, pentru irigații).

Captarea constă dintr-o stație de pompare, amplasată pe un vagonet care se deplasează pe un plan înclinat, cu ajutorul unui troliu în funcție de nivelul apei din rîu. Roțile

din spate au axul decalat pe verticală față de cele din față, pentru a asigura orizontalitatea platformei pe care sînt instalate pompele.

Conductele de refulare ale pompelor se pot racorda la conducte metalice mobile tronsonate în funcție de nevoi, sau la conducte metalice fixe, montate pe planul înclinat și care au ștuțuri de racordare amplasate la mai multe niveluri.

2.4. CAPTĂRI DE MAL CU SORB

Se folosesc atît în rîuri, cît și în lacuri, atunci cînd ghețurile și plutitorii o permit și pot fi folosite și la mare. Sorburile stației de pompare amplasată pe mal sînt coborîte în apă pînă la adîncimea necesară asigurării bunei lor funcționări. Stația de pompare poate fi definitivă și fixă, sau mobilă (fig. IX.10), adusă cînd este necesar.

Captările mobile sezoniere sînt mult folosite în irigații, adeseori pompa fiind acționată de motorul unui tractor (fig. IX.10) sau de un motor așezat pe o platformă auto.

Sorbul poate fi fixat la o anumită adîncime (sorb fix) sau poate fi așezat în funcție de variațiile nivelului apei (sorb mobil). Sorbul mobil, poate fi ridicat sau coborît pe verticală, prin adăugarea sau scoaterea unor tronsoane de conductă sau ridicat în jurul unui ax cu ajutorul unui cablu (sorb pendular).

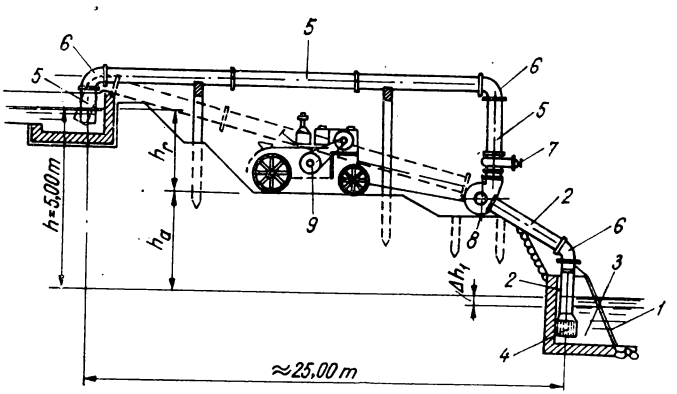


Fig. IX.10. Captare de mal mobilă cu sorb :
1 — grătar; *2* — conductă de aspirație; *3* — bazin de aspirație; *4* — sorb; *5* — conductă de refulare; *6* — coturi; *7* — vană de refulare; *8* — pompă; *9* — tractor.

Amplasamentul captării cu sorb va trebui să respecte regulile generale ale captărilor, ținîndu-se seama în același timp și de fragilitatea sorburilor, care nu pot suporta izbituri mai puternice.

Sorburile se vor folosi numai în rîuri care nu transportă plutitori periculoși, în caz că nu este permisă întreruperea alimentării cu apă.

În caz de funcționare și iarna, va fi amplasat la adîncimi suficiente ca să nu fie atins de sloiuri, cu o gardă de cel puțin 0,50 m.

2.5 CAPTĂRI DE MAL CU CANAL

În cazul în care rîul prezintă condiții locale favorabile se folosesc, mai ales pentru irigații, captări de mal cu canal și stăvilar.

Gura canalului (priza de apă) trebuie amplasată pe malul concav, în al treilea sfert al curburii. Frontul prizei de apă trebuie să fie perpendicular pe direcția de sosire a vînelor de apă din rîu (fig. IX.11, *a*) și prevăzut cu un prag pentru împiedicarea intrării aluviunilor (în deosebi de fund) și cu stavile pentru comandarea intrării apei în canal.

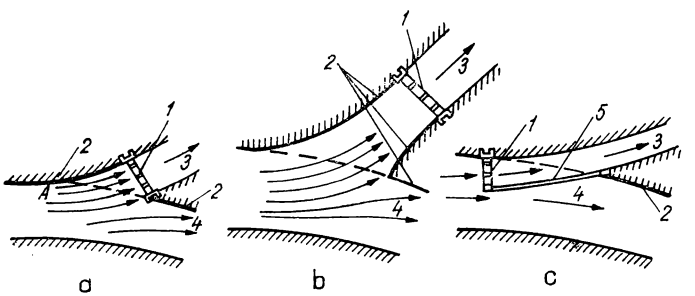


Fig. IX.11. Scheme de captari de mal cu canal:
1 — priză stăvilar; *2* — consolidare; *3* — canal; *4* — rîu; *5* — dig.

Amplasarea stăvilarului lîngă malul rîului favorizează spălarea aluviunilor din fața prizei de apă, dar reduce capacitatea acesteia prin apariția turbioanelor care se formează în zona notată cu *A*. Amplasarea stăvilarului retras pe canal (fig. IX.11, *b*) elimină apariția turbioanelor, dar favorizează depunerea sedimenelor în fața prizei, care trebuie evacuate mecanic.

Eliminarea desavantajelor captărilor de apă de tip *a* sau *b* se face executînd stăvilarul ieșit în rîu cu ajutorul unui dig (fig. IX. 11, *c*), ceea ce însă provoacă greutăți în exploatare, în perioada de ghețuri, folosindu-se din această cauză aproape numai pentru irigații. Este o soluție costisitoare.

Toate aceste trei tipuri de captări se folosesc la rîuri cu albii stabile și variații mici de nivel.

În cazul în care rîul are o albie instabilă, se folosește uneori așa numita *captare cu mai multe capete*, care constă din mai multe canale, fiecare cu stăvilarul lui (fig. IX.12). În caz că unul din capete este în imposibilitatea de a asigura necesarul de apă (schimbarea cursului albiei, împotmolirea intrării canalului, surparea malurilor etc.), necesarul de apă este luat prin unul din celelalte capete; totodată se execută lucrările de repunere în funcțiune a capului scos din funcțiune sau de realizare a unui nou cap.

Captarea cu pinten (fig. IX.13) se folosește îndeosebi la rîuri de munte cu albii instabile și debite mari, cînd este necesară captarea unor debite importante.

Captarea constă dintr-un pinten paralel cu malul *AB* prevăzut cu deversori cu sau fără stavile *1* și un deversor *2* cu stavilă, pentru reglarea debitului de apă din canal.

În timpul exploatării, dacă debitul captat devine insuficient, pintenul se prelungeşte spre amonte atît cît apare ca necesar AA'.

Pintenul se execută de obicei din piatră brută, saltele de fascine, gabioane etc., pe cît posibil cu materiale locale, pentru a fi mai puţin costisitor.

Lungimea pintenului se recomandă a fi cel puţin(1,60...3,00) L şi cel mult (6...8) B, în care L este lungimea frontului de captare, iar B — lăţimea albiei stabile.

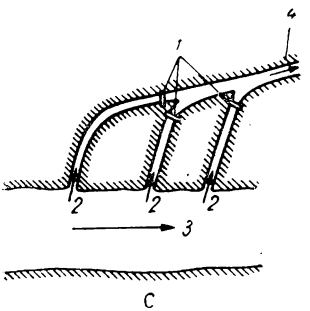


Fig. IX.12. Captare cu mai multe capete:
1 – stăvilare; *2* – capete; *3* – rîu; *4* – canal.

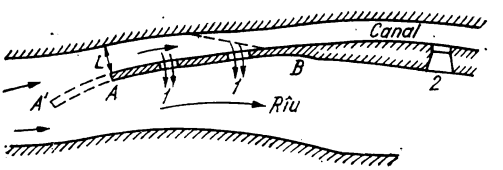


Fig. IX.13. Captare cu pinten:
1 – deversor cu sau fără stavile; *2* – deversor cu stavile; AB – pinten iniţial; $A'A$ – prelungirea pintenului cînd este cazul.

Lungimea pintenului l şi lăţimea gurii de captare la intrare între pinten şi mal b_g se pot determina cu formulele:

$$l = \left(1{,}20\,\frac{q_c}{q_r} + 1{,}25\right) b_c; \qquad (IX.9)$$

$$b_g = 1{,}20\,\frac{q_c}{q_r}\,b_c,$$

în care b_c q_c şi q_r sînt lăţimea canalului de derivaţie, debitul specific captat în canalul de derivaţie şi respectiv debitul specific în rîu.

Debitul intrat în canal trebuie să fie cu cel puţin 50% mai mare decît debitul necesar, pentru a stimula circulaţia transversală şi pentru a permite spălarea hidraulică a aluviunilor.

Aceste tipuri de captări se folosesc în deosebi la irigaţii.

2.6. CAPTĂRI DE MAL CU BAZIN

Pentru asigurarea alimentării cu apă în tot timpul anului se folosesc uneori şi captările cu bazin (fig. IX.14), cînd sînt condiţii favorabile pe rîu, pentru a se evita împotmolirea gurii lor şi cînd se urmăreşte o reţinere a aluviunilor prin decantarea lor în bazin.

Amplasarea cea mai favorabilă a gurii de intrare în bazin se recomandă să se stabilească prin încercări pe model, în laborator.

Bazinele care sînt alimentate din amonte (fig. IX. 14, *a*, *b*) amplasate într-o concavitate favorabilă a malului, nu sînt împotmolite cu aluviuni, dar permit intrarea zaiului şi ghieţii, pînă la formarea podului de ghiaţă, ceea ce poate duce la sistarea funcţio-

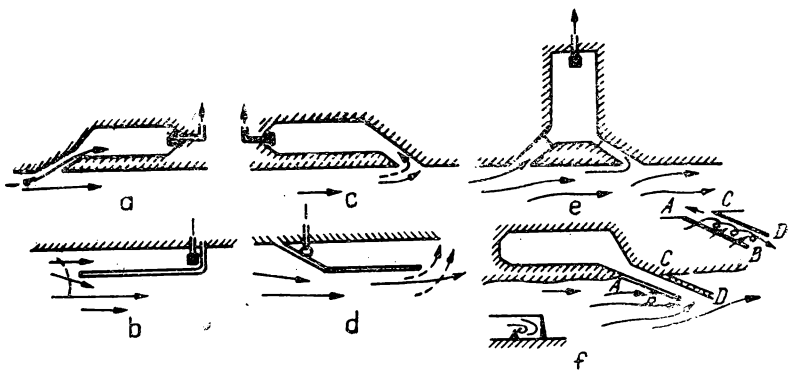


Fig. IX.14. Scheme de captări de mal cu bazin :

a,*b* — cu alimentare din amonte ; *c*, *d* — cu alimentare din aval · *e* — cu alimentare dublă (amonte şi aval) ; *f* — cu dig amonte înecat şi dig aval insubmersibil.

nării captării. Se folosesc dacă apa nu este necesară iarna (irigaţii) sau la rîuri cu puţin zai sau dacă se pot lua măsuri convenabile, pentru împiedicarea intrării zaiului în bazin (apărători de zai).

Bazinele alimentate din aval (fig. IX.14, *c*, *d*), se împotmolesc uşor, dar zaiul pătrunde cu greu. Se folosesc la rîuri cu aluviuni puţine.

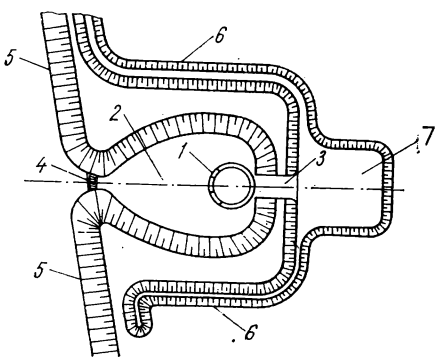


Fig. IX.15. Captare cu bazin pe rîul Siret (proiect I.P.A.C.H.) :

1 — chesonul captării ; *2* — bazinul predecantor ; *3* — pod de acces : *4* — prag ; *5* — apărare de mal cu pereu ; *6* — dig insubmersibil ; *7* — platformă.

Bazinele cu alimentare dublă, amonte şi aval (fig. IX.14, *e*), folosesc pe rînd intrările, în funcţie de prezenţa în rîu, cu preponderenţă, a aluviunilor sau a zaiului, necesitînd pentru aceasta şi prevederea unor stăvilare. Experienţa cu astfel de captări nu este însă concludentă.

Pentru a împiedica atît intrarea aluviunilor cît şi a zaiului se recomandă un bazin cu intrarea dinspre aval (fig. IX. 14, *f*) avînd intrarea prelungită cu două diguri (un dig amonte submersibil la ape mari şi un dig aval însubmersibil). La deversarea digului amonte se creează un curent elicoidal care spală şi îndepărtează spre aval aluviunile de fund. Zaiul, care apare la ape mai mici, nu intră în bazin, fiind reţinut de digul amonte

Bazinele se dimensionează astfel ca viteza apei în ele să fie de maximum 0,05—0,10 m/s, ceea ce permite depunerea aluviunilor în suspensie şi ridicarea zaiului şi gheţii la suprafaţă, evitînd intrarea lor în priză. Zaiul şi gheaţa ridicate la suprafaţă favorizează formarea podului de gheaţă, care protejează apa de dedesubt, împotriva îngheţării.

În fig. IX.15 se arată, în plan, o captare cu bazin, cu rol de predecantor, executată pe rîul Siret.

3. CAPTĂRI ÎN ALBIE DIN RÎURI

În cazul în care lîngă malul rîului nu se găsesc adîncimi de apă suficiente, dar există condiţii favorabile la oarecare distanţă de mal, se folosesc captările în albie.

Se recurge la astfel de captări, cu adaptări specifice şi la lacuri şi mări.

3.1 CAPTĂRI CU CRIB

Cribul este o construcţie executată în albie, pe fundul rîului, cu scopul de a fixa şi proteja priza de apă de loviturile corpurilor plutitoare (buşteni, gheaţă etc.).

Captarea cu crib se foloseşte în apele cu adîncimi mari care permit aşezarea sorbului la minimum de 1,00—1,50 m de fundul albiei, avînd totodată o acoperire de apă de minimum 1,00 m (şi pentru evitarea vortexului). La rîurile cu plutărit sau cu navigaţie, acoperirea de apă va fi dictată de adîncimea necesară pentru circulaţia navelor şi plutelor, fiind cu cel puţin 1,00—1,50 m mai mare decît pescajul maxim admis.

În Republica Socialistă România, acoperirea de apă a criburilor necesară asigurării navigaţiei pe Dunărea fluvială este de minimum 3,50 m (fig. IX.16).

În lacuri cu fundul stabil şi dacă valurile nu pot ridica sedimente sau plante de pe fund, intrarea apei se poate coborî pînă la 0,50 m de fund.

La captările în mare se va ţine seama de efectul furtunilor (valuri mari) şi de acoperirea cu apă necesară în zonele navigabile în funcţie de pescajul vaselor care pot circula în zona respectivă (în apropiere de maluri, cazul frecvent, circulă de obicei numai ambarcaţiuni mai mari de agrement, sport şi eventual de pescuit).

Apa este captată cu ajutorul unor pîlnii metalice, mai mult sau mai puţin evazate, a căror intrare este protejată de obicei cu grătare metalice sau, mai rar, cu grătare de lemn.

Viteza de intrare a apei prin aceste grătare se recomandă să fie sub 0,10 m/s pentru a se evita antrenarea zaiului şi gheţii de fund.

La debite mari, viteza de intrare a apei prin grătare poate creşte pînă la 0,20 m/s, iar la captări puţin importante, pînă la maximum 0,30 m/s.

Conductele care transportă apa captată de criburi trebuie să fie metalice, de preferat sudate, deoarece suportă mai bine şocurile şi se pot lansa mai uşor pe amplasament.

Viteza apei în conducte trebuie să fie peste 0,70—0,80 m/s şi peste viteza apei din rîu, pentru a nu se depune suspensiile intrate.

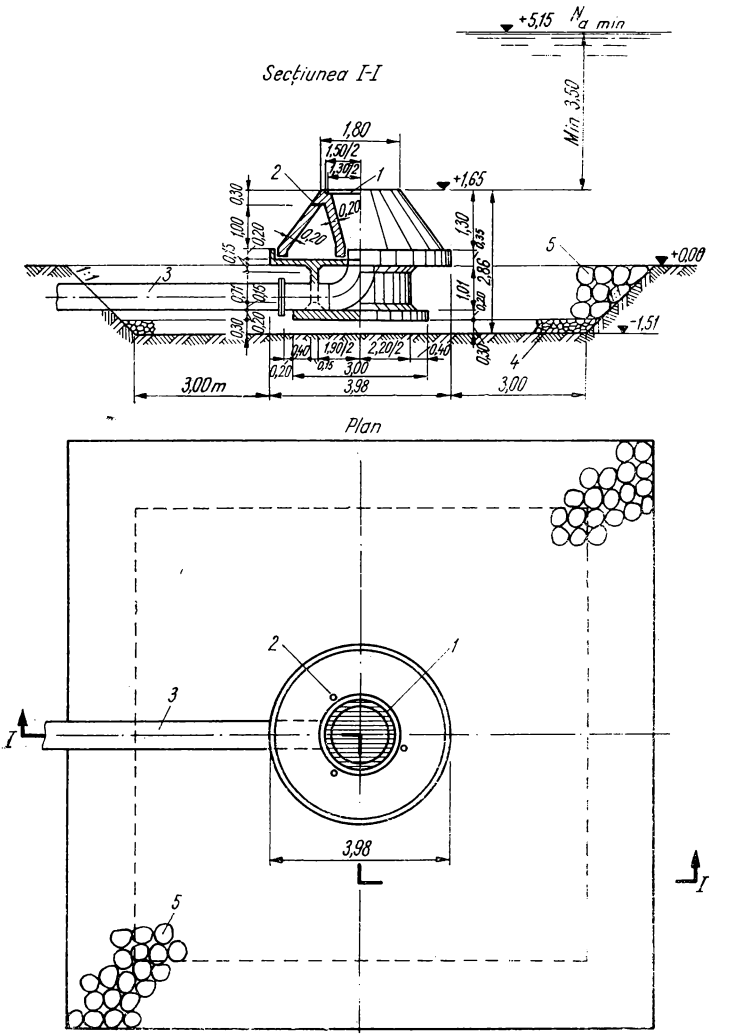


Fig. IX.16. Captare cu crib din Dunăre (proiect I.P.A.C.H.) :

1 – grătar ; *2* – gol pentru evacuarea aerului *3* – conductă de aspirație *Dn* 600 mm ; *4* – piatră spartă cu *d* = 5 ... 7 cm ; *5* – piatră brută cu *d* = 40 cm.

Criburile necesare să asigure debitul vor fi sporite cu 50%. Astfel, pentru două criburi active va fi unul de rezervă, pentru trei criburi active vor fi două de rezervă etc. Numărul minim total va fi de două criburi, în acest caz, fiecare putînd asigura întregul necesar de apă.

În perioadele de ape scăzute, în deosebi iarna, se recomandă folosirea tuturor criburilor, inclusiv a celor de rezervă, pentru a se micşora pericolul antrenării în priză a zaiului şi gheţii de fund. Pericolul sedimentării aluviunilor pe conducte în această perioadă din cauza vitezei mici este totuşi redus, în rîu fiind de asemenea viteze mici şi puţine aluviuni în suspensie.

În timpul viiturilor se vor folosi, de asemenea, toate criburile, dacă viteza redusă a apei în conducte nu va favoriza sedimentarea aluviunilor, în felul acesta micşorîndu-se pericolul înfundării grătarelor cu aluviuni şi plutitori şi reducîndu-se cantităţile de aluviuni antrenate în priză.

Conductele de aducţiune care pornesc de la criburi se aşează pe fundul rîului, îngropate, avînd o acoperire de minimum 0,50—1,00 m, în funcţie de condiţiile locale (stabilitatea fundului, existenţa navigaţiei sau a plutitorilor etc.).

Neîngroparea conductelor poate conduce la distrugerea lor, fie de către plutitori, fie prin erodare de către aluviunile de fund.

Pentru captări provizorii sau pe rîuri care nu prezintă pericolele arătate, conductele se pot aşeza direct pe fundul rîului, însă fixate cu saci cu beton, cu prefabricate de beton sau cu alte mijloace, care însă să nu constituie obstacole în calea apei, ceea ce ar putea provoca modificări inadmisibile ale fundului rîului.

Pentru a se evita uzura timpurie a pompelor şi a conductelor de refulare este recomandată circulaţia gravitaţională a apei de la crib la o cameră în care să se reţină o parte din aluviuni şi din care să se facă aspiraţia pentru pompare. Considerente economice sau de altă natură pot impune şi aspiraţia direct din crib.

Cribul poate să fie realizat din lemn, metal, beton, sau din mai multe materiale.

Se execută parţial sau total pe mal şi se aduce la locul de punere în operă prin plutire, sau cu ajutorul ambarcaţiunilor.

Se adoptă forme de crib care opun cît mai puţină rezistenţă curgerii apei. Se recomandă ca lungimea cribului în direcţia curgerii apei să fie de 3—5 ori mai mare decît lăţimea. Se pot folosi şi criburi cilindrice sau tronconice.

Cribul executat din lemn va avea forma unei căsoaie (fig. IX.17) sub formă de pilă protejată la partea anterioară cu tablă de fier contra izbiturii plutitorilor şi gheţurilor.

În interiorul căsoaiei se montează pîlnia metalică a prizei cu grătarul respectiv şi conducta de racord la aceasta, terminată cu o flanşă. De flanşă urmează să se lege conducta de aducţiune.

Căsoaia-crib, adusă prin plutire pe amplasament, se lestează de obicei cu piatră. Legarea conductei de aducţiune de crib se face la suprafaţă sau sub apă cu ajutorul scafandrilor. Cribul va fi aşezat pe un pat orizontal natural sau artificial, asigurîndu-se poziţia verticală a acestuia şi pe direcţia curentului de apă.

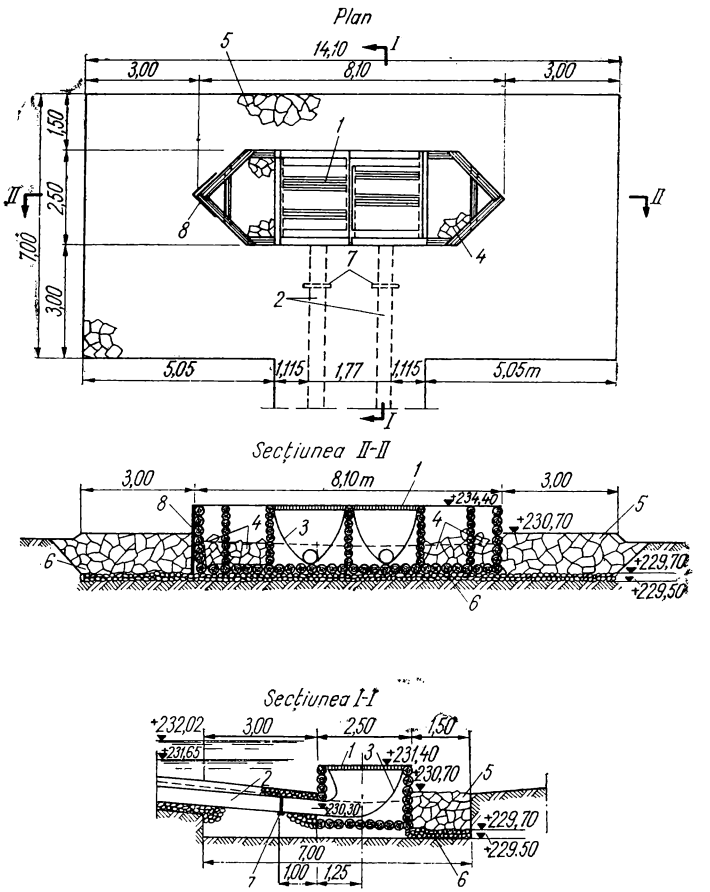


Fig. IX.17. Captare cu crib de lemn pe rîul Olt (proiect I.P.A.C.H):
1 — grătar; *2* — conducte; *3* — pilnie metalică; *4* — umplutură de piatră brută; *5* — anrocamente de 150 kg/buc.; *6* — pietriș cu $d = 30 \cdots 70$ mm; *7* — flanșă oarbă pentru montarea conductei; *8* — tablă de fier.

În funcție de natura fundului rîului și de adîncimea apei se vor lua măsuri de protejare, dacă este cazul, contra afuierilor. Consolidarea fundului rîului se poate face, cu anrocamente, la rîurile cu aluviuni grosiere și posibilități mici de adîncire sau cu saltele de fascine. În unele cazuri cribul se fixează cu piloți.

Criburile metalice necesitînd un consum mare de metal se folosesc rar.

Criburile de beton se folosesc mai frecvent şi se execută de obicei pe mal, la uscat, fiind aduse prin plutire sau cu ambarcaţiuni, pe amplasamentul definitiv. Se pot realiza şi dintr-o carcasă metalică (fig. IX.18) folosită drept cofraj, care, pe amplasamentul definitiv, după lansare pe fundul rîului, se umple cu beton turnat sub apă.

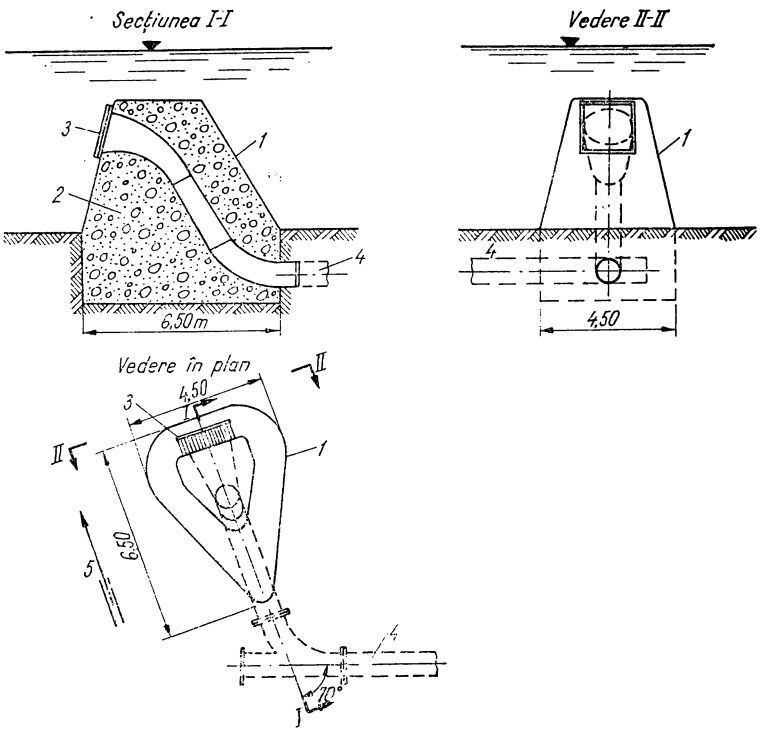


Fig. IX.18. Captare cu crib de beton în carcasă metalică:
1 — carcasă metalică; *2* — umplutură de beton; *3* — grătar; *4* — conductă *Dn* = 800 mm; *5* — direcţia de curgere.

Grătarele prizei se recomandă să fie verticale, pentru a se uşura curăţirea lor şi demontabile pentru a putea fi scoase la suprafaţă şi reparate. Se pot folosi şi grătare înclinate sau orizontale, a căror curăţire este mai dificilă.

Captarea apei trebuie să se facă pe cît posibil, dinspre aval, ceea ce reduce cantitatea de aluviuni ce intră în priză (fig. IX.19).

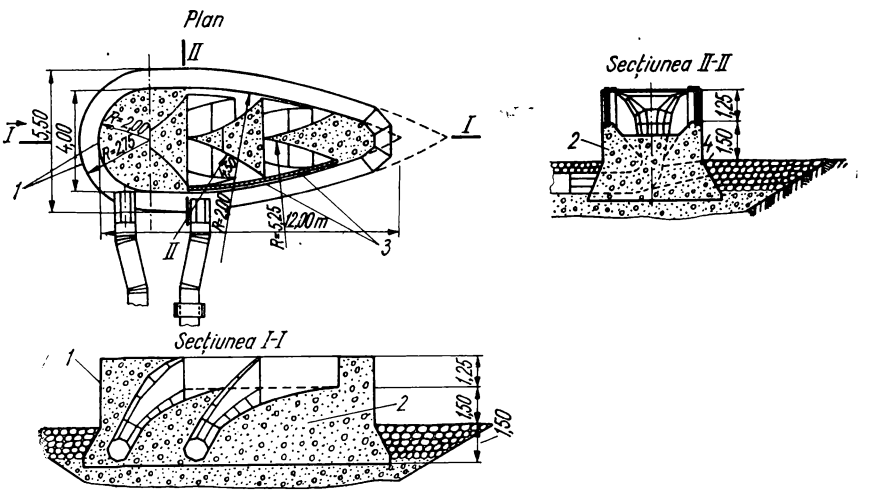


Fig. IX.19. Crib cu captarea apei în direcția opusă sensului de curgere a apei:
1 — carcasa metalică a cribului; *2* — umplutură de beton; *3* — grătar; *4* — flanșă oarbă.

3.2. CAPTĂRI CU TURN

O captare cu turn este amplasată la o anumită distanță de mal, acolo unde apa, la nivelurile minime, are o adîncime suficientă. Legătura cu uscatul a construcției submersibile a captării se face cu ambarcațiuni sau pe pod.

O astfel de captare nu diferă de o captare de mal cu camere separată de mal decît prin așezarea la o distanță mai mare de mal și prin posibilitatea de a se prevedea ferestre de intrare a apei, pe întregul contur.

Captarea cu turn poate conține numai priza de apă (fig. IX.20) sau și stația de pompare.

Cînd turnul are stație de pompare, conductele de refulare trebuie să se așeze pe podul de legătură cu malul, asigurîndu-li-se astfel o supraveghere și o întreținere ușoară și sigură.

Dacă legătura cu uscatul se face numai cu ambarcațiuni sau pe o paserelă sau turnul nu are stație de pompare, conductele pentru transportul apei se așează sub fundul rîului (fig. IX.21).

Turnul poate avea în plan o formă rotundă (fig. IX.20) de pilă (fig. IX.22) sau de elipsă, dimensionat pentru a rezistea gheților (dacă este cazul) și fundat sub cota de afuiere maximă cu minimum 2 m, în funcție de natura terenului.

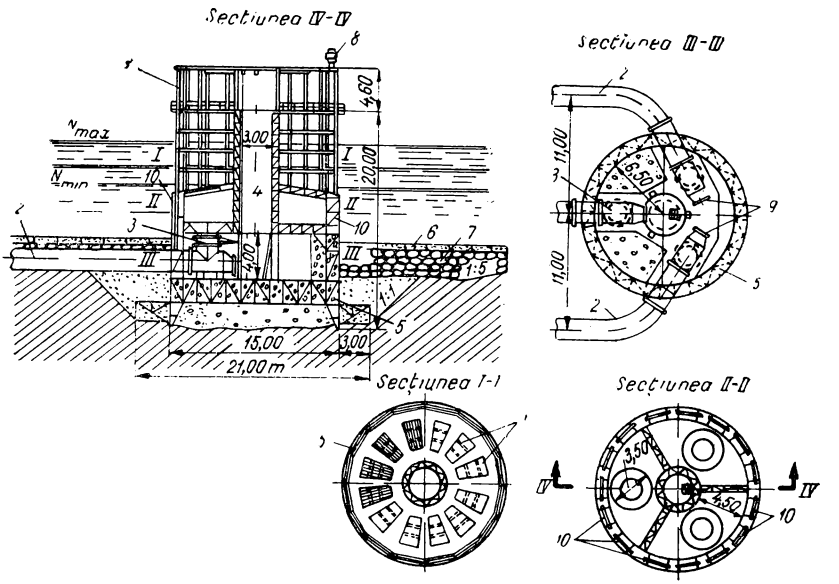


Fig. IX.20. Captare turn :

1 — grătare grosiere demontabile; *2* — conducte *Dn* 2000 mm cu scurgere liberă; *3* — vană la capătul conductei; *4* — cămin pentru coborîre în priză; *5* — carcasă din două învelișuri cilindrice de oțel cu spațiul dintre ele umplut cu beton; *6* — blocuri de beton; *7* — anrocamente; *8* — felinar de semnalizare; *9* — dop (placă de închidere); *10* — ferestrele prizei.

3.3. CAPTĂRI CU PRIZĂ PE FUNDUL RÎULUI

Se folosesc la rîuri de munte în cazul în care condițiile locale o permit. Rîul trebuie să aibă o pantă pronunțată pentru a permite evacuarea hidraulică a aluviunilor intrate în priză și să aibă aluviuni de dimensiuni mari.

Priza este o tranșee de beton sau de zidărie de piatră brută, așezată perpendicular pe fundul rîului, acoperită cu grătar, dimensionat ca și grătarul de pe coronamentul unui baraj deversor (fig. IX. 23). Apa intrată este condusă într-o cameră de reținere a pietrișului sau direct în deznisipator, ambele cu posibilități de spălare gravitațională a aluviunilor.

Peste grătar trebuie să rămînă o lamă de apă și în cazul în care se formează pod de gheață. Dacă există pericolul să se formeze zai, se vor lua măsuri de înlocuire a grătarelor pe timpul iernii, cu grătare de iarnă (v. Subcap. 4.2.1.2).

Fundul rîului trebuie fixat în dreptul prizei dacă nu este stabil în mod natural. Fixarea se realizează cu ajutorul unui prag îngropat, transversal pe albie, din beton sau din zidărie de piatră brută cu mortar de ciment.

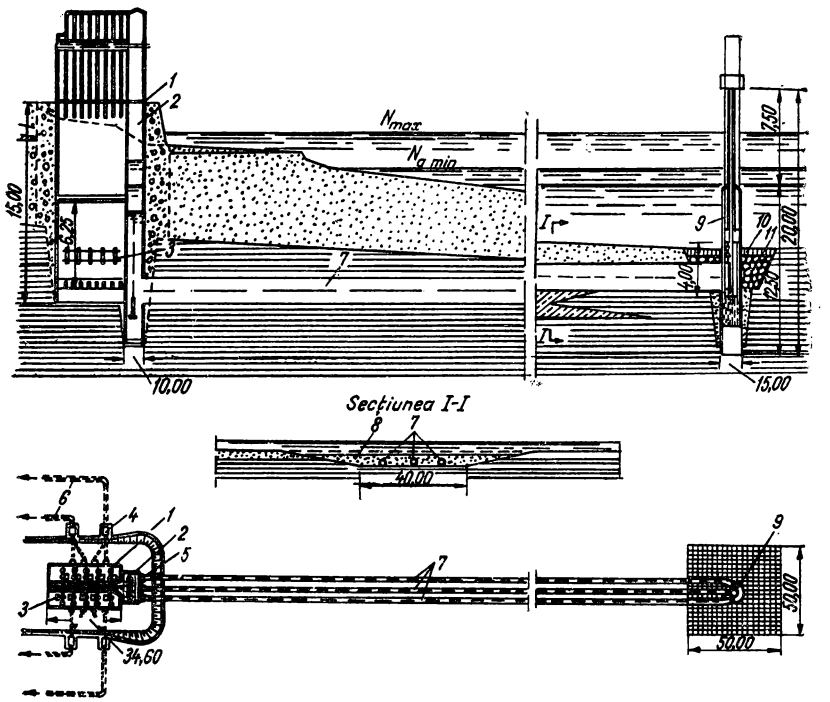


Fig. IX.21. Captare turn și legătura cu stația de pompare de pe mal:

1 — stația de pompare; *2* — camera conductelor; *3* — pompe; *4* — cămine pentru vane; *5* — site rotative; *6* — conducte de presiune; *7* — conducte cu scurgere gravitațională; *8* — umplutură; *9* — captare turn; *10* — consolidare cu blocuri de beton; *11* — anrocamente.

Se vor lua măsuri să nu se piardă apa, prin infiltrații, pe sub sau pe lîngă prag.

Dacă panta rîului nu este suficientă pentru spălarea gravitațională a aluviunilor intrate în priză, se poate înlocui grătarul simplu cu un grătar dublu cuprinzînd un strat de pietriș (dren) cu granulele avînd $d = 1...3$ cm, în grosime de 10 cm (fig. IX. 24).

În priză pot intra numai aluviuni fine, care se evacuează din camerele de sedimentare, cu hidroelevatoare.

Prizele de fund se pot combina cu prize cu camere de mal și ferestre verticale, distanțate de fundul rîului, prin care intră apă, cu mai puține aluviuni, în timpul viiturilor (v. fig. IX. 24).

La rîurile mici de munte, execuția captării se poate face ușor la adăpostul unor batardouri de pămînt amonte și aval, debitul rîului, din perioada de execuție, fiind trecut în aval, cu ajutorul unui jgheab de lemn (fig. IX.25).

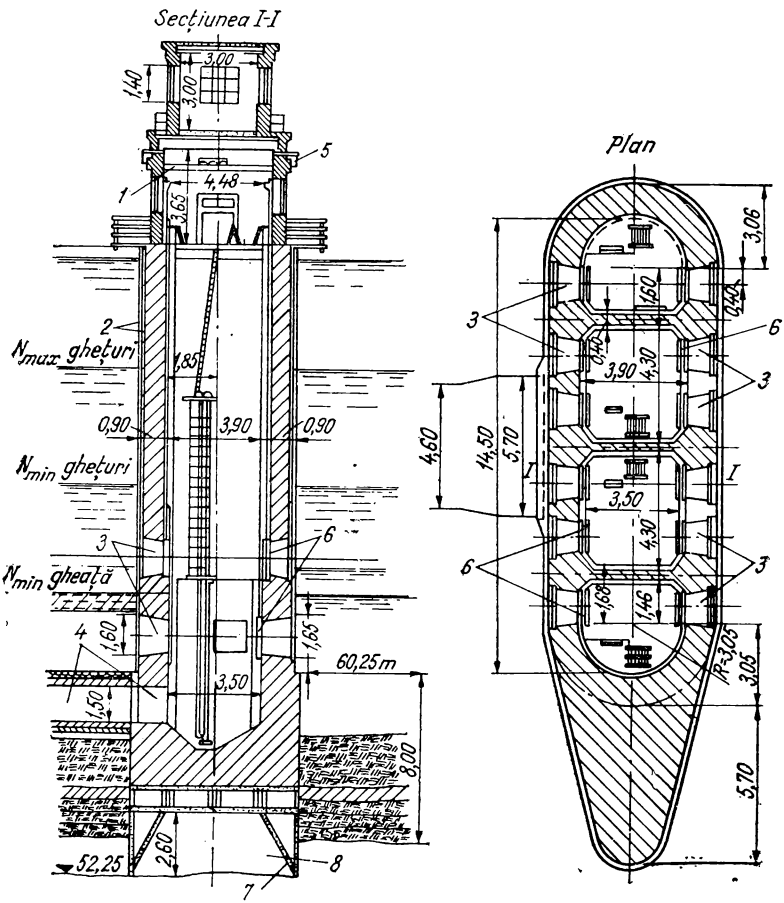


Fig. IX.22. Captare în albie în formă de pilă :

1 — macara de ridicare ; *2* — ghidaje ; *3* — ferestre priză ; *4* — galerie cu scurgere liberă ; *5* — pisică ; *6* — vane de închidere ; *7* — cuțitul chesonului ; *8* — umplutură de beton după scufundarea chesonului.

3.4. CAPTĂRI SUB FUNDUL ALBIEI

Dacă fundul rîului este format din stîncă, pietriș, balast sau nisip, albia fiind stabilă, se pot utiliza pentru captări provizorii, captări sub fundul albiei. Astfel se citează :

— captarea cu galerie sau dren transversal sub fundul albiei (fig. IX.26);
— captarea cu crepină sub fundul albiei (fig. IX.27).

La aceste prize este necesară o acoperire minimă de 50 cm de pietriș.

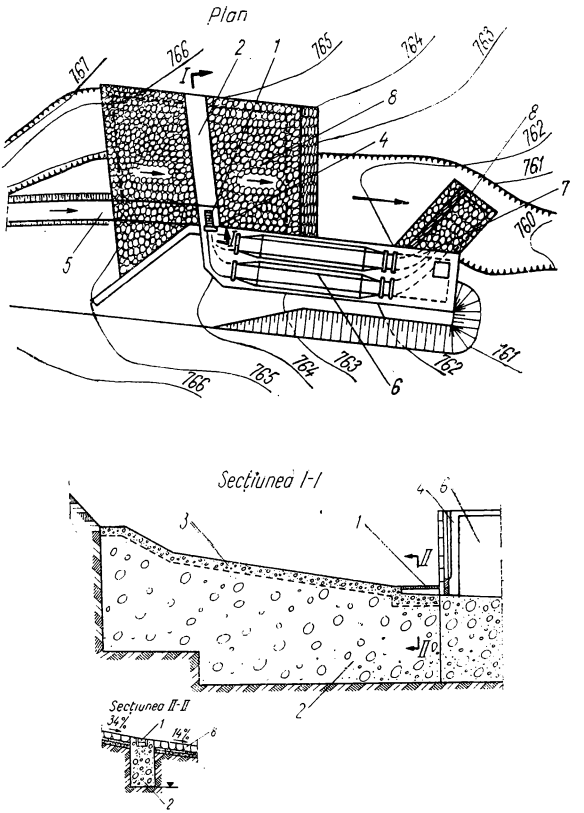


Fig. IX.23. Captare cu priză pe fundul pîriului Ursului-Bistrița (proiect I.P.A.C.H):

1 — priză; *2* — pinten de beton; *3* — beton de uzură; *4* — stăvilar de intrare în decantor; *5* — albia rectificată a pîriului; *6* — decantor; *7* — gură de spălare decantor; *8* — pereu de piatră brută pe filtru invers.

Dacă există pericolul ca la viituri pietrișul să fie antrenat, acesta se va proteja cu piatră brută (într-un singur strat), dimensionată pentru a rezista la forța de antrenare a apei.

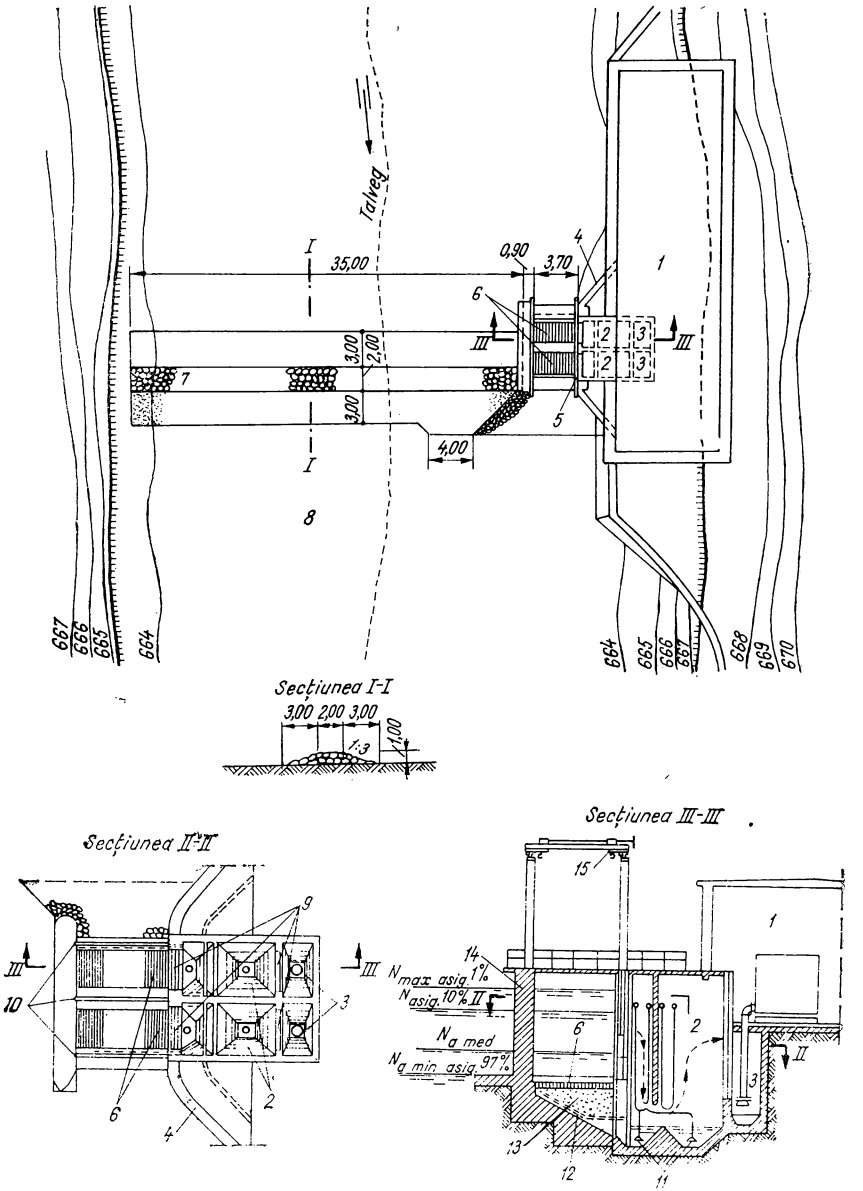


Fig. IX.24. Captare de mal şi priză cu dren pe fundul rîului Bistriţa-Moldova (proiect I.P.A.C.H):

1 — staţie de pompare; *2* — camere de sedimentare; *3* — camere de aspiraţie; *4* — zid de dirijare; *5* — ferestrele prizei varticale; *6* — grătare duble cu dren; *7* — prag din anrocamente cu d = 60 cm/buc.; *8* — risbermă din bolovani cu d = 30 cm/buc.; *9* — stavile; *10* — nişe batardou; *11* — hidroelevatoare; *12* — instalaţii de spălare; *13* — barbacane; *14* — pilă; *15* — grindă de rulare pentru manevrarea grătarelor prizei de fund.

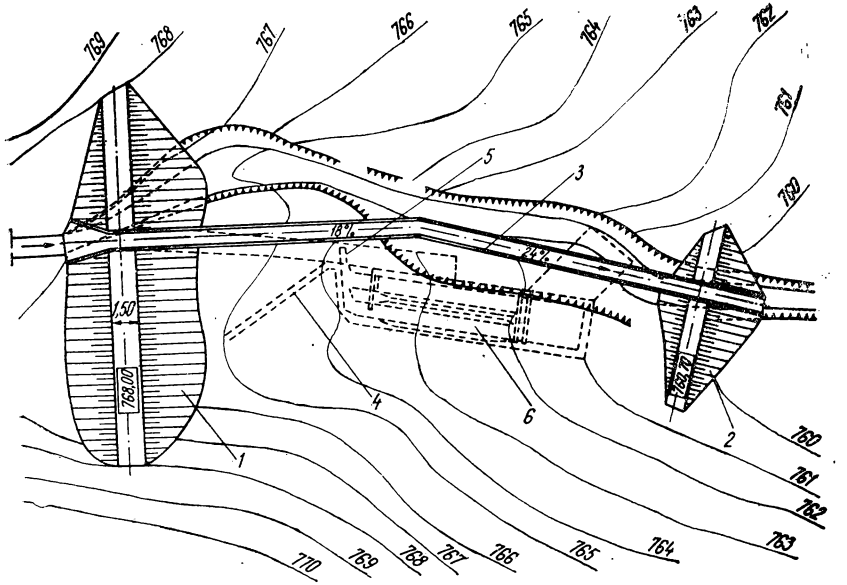


Fig. IX.25. Execuția lucrărilor la adăpostul batardourilor de pământ cu jgheab (de lemn) pentru devierea apelor :

1 — batardou amonte; *2* — batardou aval; *3* — jgheab pentru devierea apelor; *4* — zid de sprijin; *5* — priză de apă; *6* — decantor.

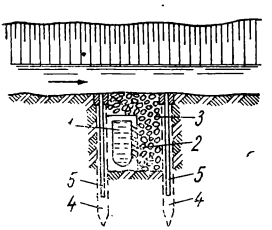


Fig. IX. 26. Captare cu galerie transversală sub fundul albiei :

1 — galerie; *2* — barbacane; *3* — filtru; *4* — piloți; *5* — palplanșe.

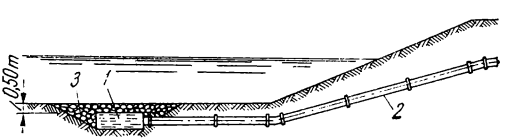


Fig. IX.27. Captare cu crepină sub fundul albiei :

1 — crepină; *2* — conductă de aspirație; *3* — strat filtrant.

3.5. CAPTĂRI CU STAȚIE DE POMPARE PLUTITOARE

Captările cu stații de pompare plutitoare se folosesc de obicei cu caracter sezonier (irigații, stuficultură) și mai rar permanent, pe rîuri cu adîncime suficientă pentru asigurarea plutirii ambarcațiunii sorburilor. Se compun din: plutitorul (ambarcațiunea) pe care sînt așezate pompele; conductele de refulare articulate; construcțiile de pe mal pentru fixarea stației de pompare plutitoare; sprijinirea conductelor stației de pompare plutitoare; bazinului de refulare;

Plutitorul se confecționează din metal, lemn sau beton armat. Mai des utilizat este metalul, pentru siguranța în exploatare și cheltuielile minime de întreținere.

Lemnul se folosește pentru captările provizorii sau mai puțin importante.

Înălțimea pînă la care refulează în mod curent stațiile de pompare plutitoare este de 10—20 m.

Amplasamentul lor, mai puțin pretențios ca la o lucrare fixă, trebuie să îndeplinească totuși, în măsura posibilității, condițiile generale ale unui bun amplasament de captare.

Racordul hidraulic cu malul se poate face:

— fără articulații, și în acest caz se folosește la variații mici de nivel 4—5 m și maluri abrupte, nepermițînd mișcări longitudinale și transversale ale plutitorului;

— dublu articulat cu punct fix pe mal și în acest caz, ecartul maxim al nivelurilor apei este de 6—7 m;

— dublu articulat cu punct mobil la mal și în acest caz necesită un mal cu taluz mai puțin abrupt. Cu dispozitiv telescopic poate fi folosit la variații de niveluri pînă la 8—10 m;

— dublu articulat, cu prize multiple pe mal, folosit atît la maluri abrupte, cît și la maluri mai line, precum și la un ecart mare al nivelurilor.

Racordul hidraulic dublu articulat cu punct fix pe mal, este adeseori preferat, datorită simplității și siguranței în exploatare.

În timpul iernii stația se transportă în bazine de adăpostire rămînînd pe amplasament numai în cazul în care are un bazin ferit de scurgerea sloiurilor.

Avantajele captărilor cu stație de pompare plutitoare sînt: durate mai scurte de execuție; investiție mai redusă și posibilitatea mutării pe alt amplasament.

Dezavantajele mai importante sînt: imposibilitatea folosirii rîurilor cu scurgeri intense de sloiuri; folosirea unor racorduri hidraulice flexibile, cu o construcție dificilă pentru debite și presiuni mari (se recomandă ca racordurile să nu depășească 500—700 mm); înălțimea de refulare relativ redusă.

4. CAPTĂRI CU BARAJE DE DERIVAȚIE DIN RÎURI

4.1. CARACTERISTICI GENERALE

Captările cu baraj de derivație, pentru a putea prelua din rîu debitul necesar, ridică în mod artificial nivelul acestuia pînă la o anumită cotă, numită nivel de retenție normal (N.R.N.) cu ajutorul unui baraj. Acumularea realizată nu este luată în considerație pentru asigurarea necesarului de apă.

La limită pot asigura captarea întregului debit existent în rîu.

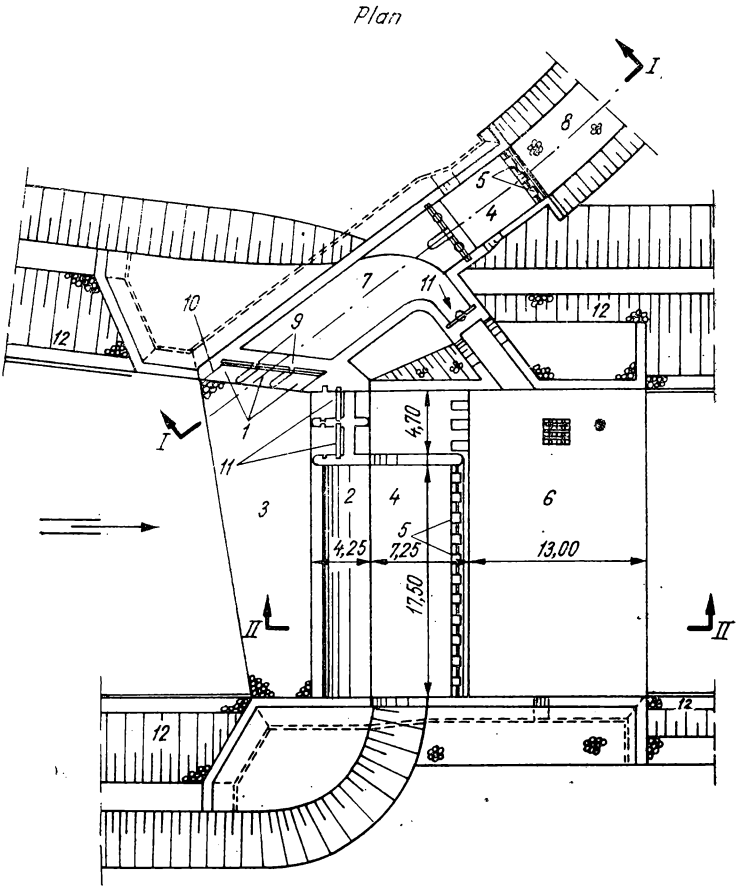


Fig. IX.28. Captare cu baraj deversor de
1 — ferestrele prizei de apă; *2* — deversor; *3* — avanradier; *4* — disipator de energie; *5* — redane; *6* — risbermă; unilor; *12* — pereu; *13* — filtru invers;

Barajul de derivație poate fi : baraj deversor de derivație (fig. IX.28) și baraj de derivație cu stavile (fig. IX.29) denumite și baraje mobile.

La barajul deversor nivelul minim necesar captării se asigură prin cota fixă a coronamentului deversorului.

La barajele cu stavile, nivelul necesar se realizează prin închiderea stavilelor pe durata debitelor reduse. Stavilele se deschid corespunzător în timpul viiturilor pentru a evita accentuarea inundațiilor în amonte de baraj. La astfel de baraje (cu stavile) cota

coronamentului deversorului peste care sînt montate stavilele, este de obicei foarte coborîtă, uneori deversorul reducîndu-se la un simplu prag.

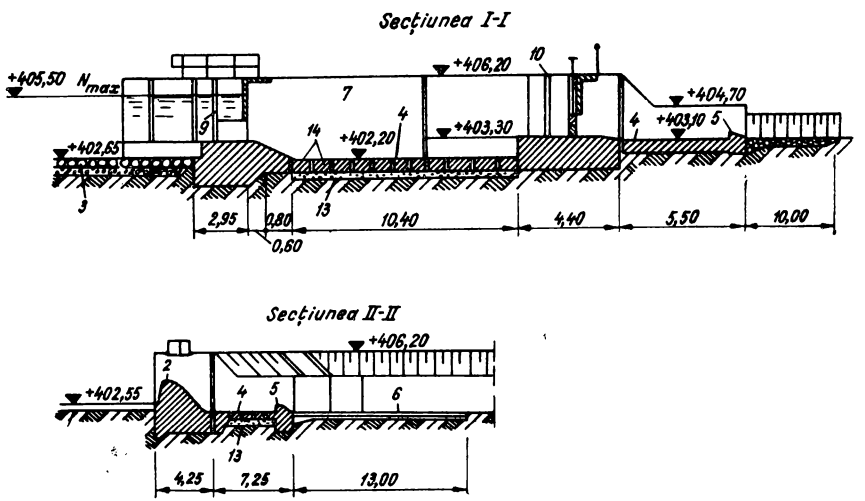
După poziția prizei, captările cu baraj de derivație sînt de două tipuri: captări cu priză în culee sau pile și captări cu priza pe coronamentul deversorului.

În cazul prizelor în culee sau pile este strict necesară cel puțin o stavilă în corpul deversorului, în fața prizei, pentru spălarea aluviunilor.

Captările cu baraj de derivație au următoarele părți componente principale: priza de apă, deversorul, pilele, disipatorul de energie, risberma, culeele, avanradierul și pereții de palplanșe, echipamentul mecanic, lucrările de regularizare și construcțiile anexe.

Lungimea totală a evacuatorului (care este distanța dintre culei, se recomandă a se lua apropiată de lățimea albiei stabile fiind micșorată (mai rar), sau mărită cu pînă la 10—20% la ambele tipuri de baraje.

Nu este recomandabilă adaptarea unei lungimi mai mari, pentru a nu creia în amonte și în aval de baraj o albie minoră instabilă cu depuneri de aluviuni.



derivație pe rîul Sadu (proiect I.P.A.C.H.):

7 — desnisipator; *8* — canal; *9* — grătarele prizei de apă; *10* — nișă batardou; *11* — stăvilare de spălare a aluvi- *14* — orificii pentru micșorarea subpresiunii.

Dacă debitul albiei majore nu poate fi descărcat numai prin lungirea evacuatorului cu 10—20%, se recomandă înclinarea acestuia cu capătul de pe malul opus prizei, împins spre amonte, ceea ce favorizează și îndepărtarea aluviunilor din fața prizei (fig. IX. 30).

În această situație se mai poate folosi un descărcător lateral de ape mari, executat pe malul opus prizei de apă, care să funcționeze începînd de la anumite niveluri ridicate (fig. IX. 31).

Debitul specific q al albiei minore în aval de deversor este recomandabil, în terenuri ușor afuiabile, să fie cît mai apropiate de regimul natural.

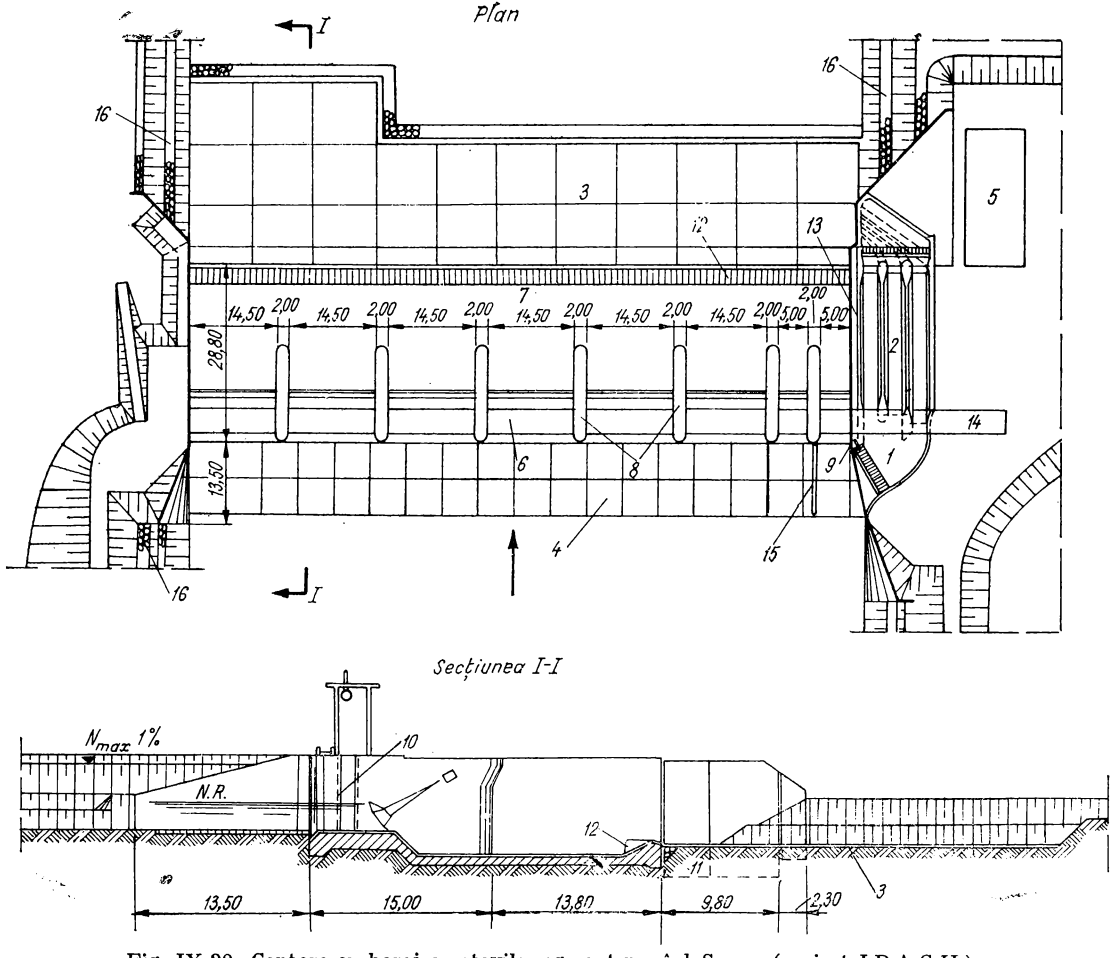


Fig. IX.29. Captare cu baraj cu stavile segment pe riul Someș (proiect I.P.A.C.H.):

1 — priză de apă; *2* — desnisipator; *3* — risbermă; *4* — avanradier; *5* — stație de pompare; *6* — paserela mecanismelor; *7* — disipator de energie; *8* — pile; *9* — stăvilar; *10* — nișe batardou; *11* — pinten de anrocamente; *12* — dinți disipatori de energie; *13* — scară de pești; *14* — depozit batardou; *15* — avanpilă submersibilă; *16* — apărare de mal cu pereu de piatră brută.

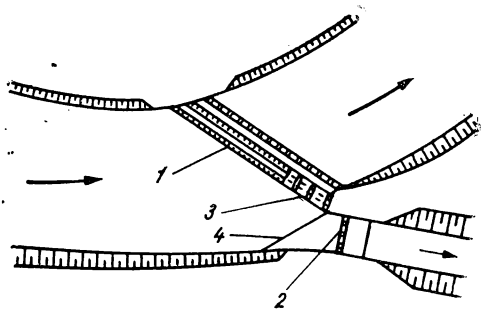


Fig. IX.30. Captare cu baraj deversor oblic:

1 — deversor; *2* — priză de apă; *3* — stăvilarele de spălare a aluviunilor; *4* — pragul prizei de apă.

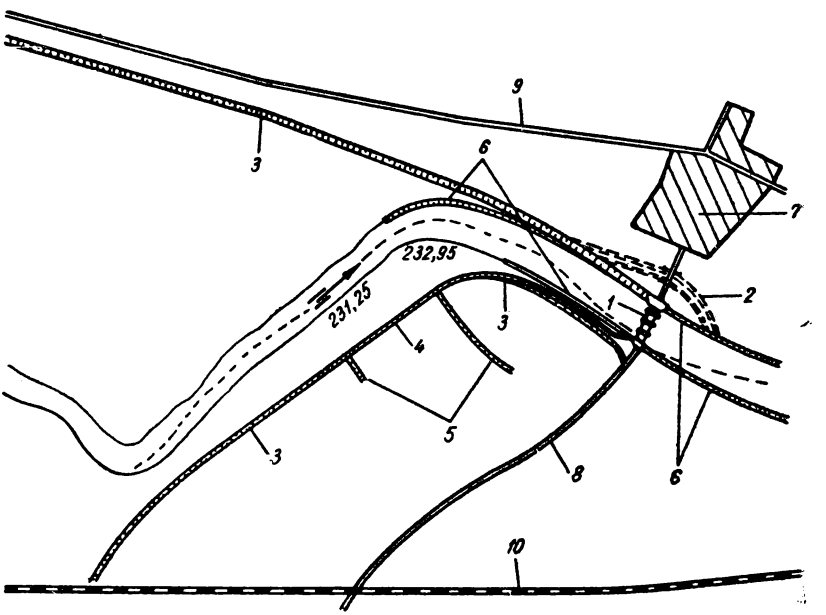


Fig. IX.31. Captare cu baraj mobil și deversor lateral pe rîul Someș (proect I.P.A.C.H):

1 — baraj; *2* — canal de deviere pentru execuție; *3* — dig insubmersibil; *4* — deversor lateral; *5* — dig de dirijare; *6* — apărare de mal cu pereu; *7* — sat; *8* — drum de acces; *9* — șosea; *10* — cale ferată.

În terenuri stîncoase greu erodabile se poate merge pînă la triplarea debitului specific din regim natural.

Captarea cu baraj deversor se poate aplica în cazul unor albii cu malurile înalte, influența remuului neprovocînd perturbări prea mari asupra terenurilor și construcțiilor din amonte.

Se va ține seamă că barajul deversor provoacă o ridicare permanentă a fundului rîului în amonte, concomitent cu nivelul apelor de suprafață și subterane, care afectează terenurile agricole și construcțiile, pînă la limita remuului.

Reținerea aluviunilor în amonte de baraj mărește capacitatea de transport a apei în bieful aval, provocînd o adîncire a acestuia în primii ani după execuția barajului, cu coborîrea nivelului apei de suprafață și subterane. Aceasta poate duce la dezvelirea unor fundații din albie sau de pe mal (pile, culee etc.).

Dacă malurile sînt joase și nu se pot realiza avantajos baraje deversor se recurge la baraje cu stavile, care modifică mai puțin regimul hidrologic al rîului.

Pe rîurile cu pești se construiesc treceri speciale.

La barajele de derivație cu înălțime de retenție mică se folosesc în mod curent scările de pești.

Barajele de derivație definitive se execută din beton simplu sau armat și mai rar din zidărie cu mortar de ciment. Barajele mai puțin importante sau cu caracter de provizorat se pot executa din lemn și piatră.

4.2. ELEMENTELE COMPONENTE ALE CAPTĂRILOR CU BARAJE DE DERIVAȚIE

Unele din indicațiile ce urmează se pot lua în considerare și pentru elementele captărilor de mal și în albie (v. Cap. 2 și 3).

4.2.1. **Priza de apă.** 4.2.1.1. *Generalități.* Priza de apă poate fi în culee pe un singur mal (v. fig. IX.28) sau pe ambele maluri (fig. IX.32). Apa este captată prin ferestre,

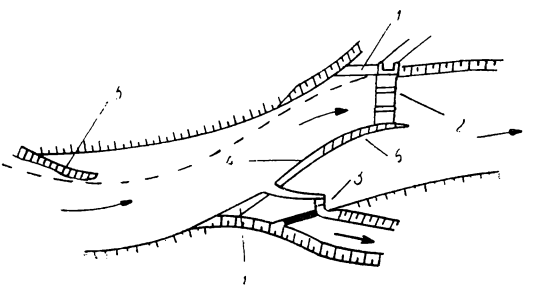


Fig. IX.32. Captare cu baraj și prize pe ambele maluri :

1 — prize de apă; *2* — baraj stăvilar; *3* — stăvilar de spălare a aluviunilor; *4* — deversor; *5* — dig de dirijare submersibil; *6* — dig de dirijare insubmersibil.

protejate cu grătare rare sau dese. Grătarele rare se folosesc îndeosebi la captările pentru irigații, hidrocentrale și termocentrale.

Pentru alimentări cu apă potabilă și industrială se folosesc mai mult grătare dese, sau la intrare un prim rînd de grătare rare și apoi al doilea rînd de grătare dese.

În cazul în care se folosesc site se prevede un singur rînd de grătare.

Priza de apă în culee se poate folosi atît la barajele deversor cît și la barajele cu stăvilare.

Priza în pile se folosește îndeosebi la barajele cu stăvilare și foarte rar la barajele deversor (fig. IX. 38).

Apa intrată prin grătarele prizei lasă uneori particulele grosiere, într-un captator de pietriș, care evacuează aceste aluviuni spre bieful aval, cu intermitență sau continuu, după care pătrunde în deznisipator sau decantor sau uneori direct în aducțiuni (apeducte).

4.2.1.2. *Ferestrele prizelor de apă.* Ferestrele prizei de apă sînt protejate cu grătare care pot fi rare (cu lumina barelor de 5—20 cm) sau dese (cu lumina barelor de 1—3 cm).

Pentru proiectarea ferestrelor și deci a grătarelor unei prize de apă, trebuie precizate : viteza de intrare a apei prin grătar, în funcție de care se alege forma, dimensiunile și lumina barelor grătarelor și pierderile de sarcină care rezultă ; înălțimea pragului ferestrei sau distanța grătarului față de fundul rîului ; acoperirea de apă a ferestrelor (sau grătarelor) ; cu aceste elemente se face calculul hidraulic al ferestrelor,

a) Viteza de intrare a apei prin grătare. Viteza de intrare este determinată de :

— necesitatea de a capta o cantitate de apă cît mai mare cu o suprafață cît mai mică de grătar ;

— împiedicarea intrării plutitorilor, zaiului, ghețurilor și diferitelor vietuitoare din sursa de apă ;

— rezervele pentru solicitările ulterioare de debite superioare previziunilor inițiale.

Se recomandă ca viteza să fie mai mică la început, și în orice caz să fie inferioară vitezei de scurgere a apei, în albie, prin fața prizei.

Pentru asigurarea intrării apei prin grătare, atunci cînd este zai sau gheață de fund, se recomandă încălzirea electrică a barelor grătarelor, cu apă caldă, sau cu abur, în funcție de posibilitățile locale și de economicitate.

Rezultate bune a dat înlocuirea grătarelor metalice în timpul iernii, cu grătare de iarnă, construite din lemn sau din metal îmbrăcat cu cauciuc sau cu mase plastice. Rezultate mulțumitoare a dat și acoperirea barelor metalice cu parafină sau smoală.

Încălzirea grătarelor micșorează foarte mult, în unele cazuri oprind chiar complet intrarea zaiului în priză, ceea ce evită blocarea sitelor sau sorburilor.

Celelalte metode împiedică prinderea zaiului de barele grătarelor, evitînd blocarea acestora și deci pericolul sistării intrării apei în priză, dar permite intrarea zaiului în interiorul instalațiilor, putînd provoca blocarea lor. Aceste metode sînt însă mai ușor de aplicat și mai economice, rezultatele lor fiind în ansamblu mulțumitoare.

Efecte bune au și apărătorii de plutitori sau de zai, care se montează în fața ferestrelor, prevăzuți cu un perete vertical coborît cu 0,80—1,50 m sub nivelul apei, așezați pe direcția de intrare a apei la ferestre. Plutitorii și zaiul circulă în cea mai mare parte pînă la 1,00 m adîncime de la suprafața apei și ajungînd la peretele vertical al plutitorului sînt dirijați spre aval.

Apărătorul se ridică și coboară, odată cu nivelul apei.

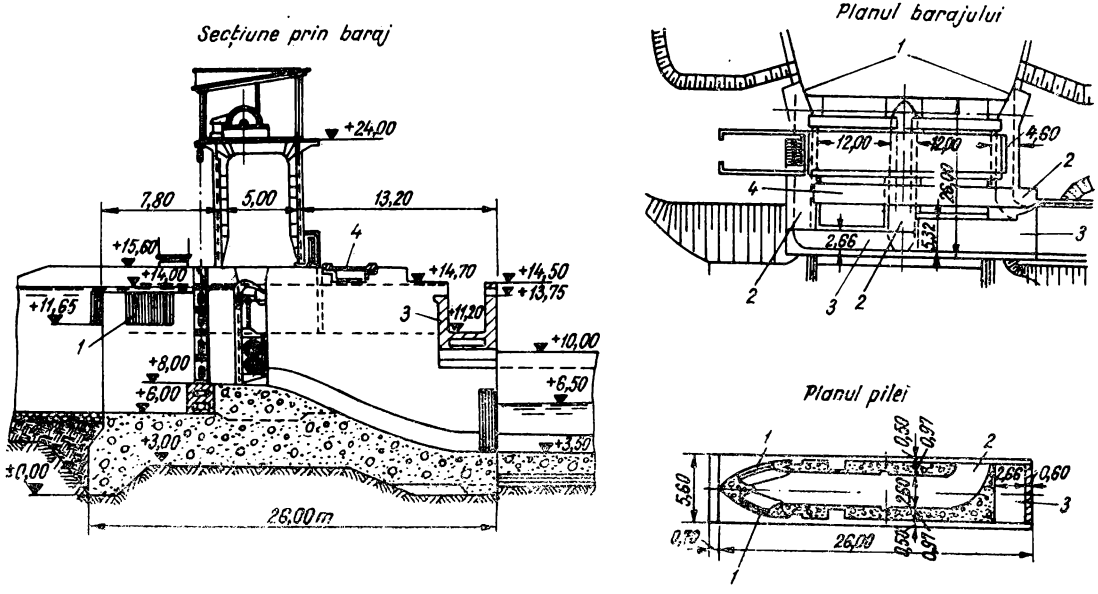


Fig. IX.33. Captare de apă cu baraj și priză în pile :

1 — ferestre priză ; *2* — galerie de aducțiune ; *3* — canal lateral ; *4* — pod de serviciu.

Distanța față de ferestrele prizei trebuie să asigure o viteză a apei, care curge spre ferestre, cît mai redusă (recomandabil sub 0,10 m/s).

La captările importante la care nu se poate admite scăderea debitului de apă sau sistarea funcționării prizei de apă potabilă și industrială se recomandă ca vitezele de intrare a apei prin ferestre să fie pînă la 0,30 m/s în caz că pe rîu sînt mulți plutitori (bazinul hidrografic al sursei de apă este puternic împădurit).

Dacă debitele necesare sînt importante și adoptarea unei viteze pînă la 0,30 m/s ar impune suprafețe mari de grătare, greu și costisitor de realizat, se pot admite viteze mai mari, cu următoarele condiții :

— apa din rîu să fie relativ curată, fără plutitori și în caz că există plutitori, grătarele să aibă curățitor ;

— rîul să nu aibă zai sau gheață de fund sau, dacă există, să fie împiedicată să intre în priză.

La hidrocentrale, în funcție de cerințele impuse de turbine, ca și de pierderile de sarcină admise, se pot adopta viteze de intrare a apei pînă la 1,50—2,00 m/s.

Pentru captările de apă ale termocentralelor, ca și pentru irigații (cu funcționare sezonieră excluzînd iarna), care sînt mari consumatori de apă, se admit viteze de intrare pînă la 1,00—1,50 m/s.

Pentru alimentările cu apă, potabilă și industrială, vitezele de intrare a apei prin grătare se recomandă să nu depășească 0,30 m/s, putînd ajunge, în unele cazuri bine justificate, pînă la 0,50 m/s.

La captările de apă cu grătar pe fundul rîului sau pe coronamentul deversorului, cu crib sau cu sorb, vitezele de intrare a apei se recomandă să fie de 0,05—0,10 m/s, îndeosebi în cazul în care există zai sau gheață de fund.

În cazul în care debitele captate sînt mari, pentru a se evita dimensiunile neeconomice, se pot admite și viteze pînă la 0,20— 0,30 m/s mai ales cînd lama de apă care trece peste grătare este de minimum 0,80 m.

Elementele stabilite pînă aici condiționează și pierderile de sarcină (de înălțime) la trecerea apei prin grătare, pierderi care trebuie să fie cît mai reduse.

Pentru debite captate pînă la 1 m^3/s și chiar pînă la 5 m^3/s grătarele se pot dimensiona, fără dificultăți, astfel ca să se ajungă la pierderi de sarcină (locale) sub 10 cm (în mod curent 2—4 cm). Pentru debite mari, cum sînt cele necesare termocentralelor mari și mai ales hidrocentralelor, la care se derivă de la zeci de metri cubi pînă la peste o mie metri cubi pe secundă, trebuie acordată o atenție deosebită acestei probleme, pierderile de sarcină (echivalente în energie neprodusă în turbine sau în energie consumată în stații de pompare și uneori în lucrări suplimentare) putînd deveni stînjenitoare.

b) Înălțimea pragului ferestrelor. Pragul ferestrei are drept scop să micșoreze cantitatea de aluviuni intrate în priză, să servească drept reazem grătarelor și în anumite cazuri să favorizeze spălarea aluviunilor din fața prizei, prin galerii practicate în prag sau în console.

Cu cît crește înălțimea pragului ferestrei, cu atît se micșorează cantitatea de aluviuni intrată în priză. Din această cauză se recomandă praguri cît mai înalte, înălțimea fiind însă limitată de alte condiții.

Datorită caracterului torențial al multor rîuri cu variații mari de nivel, înălțimea de apă din fața prizei, la niveluri minime asigurate este adesea redusă (cu excepția captărilor din lacuri de acumulare), ceea ce impune praguri de mică înălțime, cît și o acoperire mică de apă, uneori sub valorile recomandabile.

Regularizarea debitelor rîurilor, prin lacuri de acumulare, crează condiții mai bune pentru captări.

Pentru coeficienți mari de captare se recomandă ca înălțimea pragului să fie cuprinsă între 0,50 H și 0,66 H,H fiind adîncimea de apă în fața prizei la cota retenței normale (ținînd seama și de colmatările ulterioare).

La captările de apă pentru centrale hidroenergetice, unde este necesară realizarea unei căderi cît mai mari, înălțimea pragului de apă ajunge la 4,00—5,00 m.

La captările obișnuite de apă potabilă și industrială ca și la irigații, înălțimea pragului este cuprinsă în mod curent între 0,50 și 1,00 m. Se recomandă rotunjirea muchiilor pragului cu o rază $r = 0{,}20\ Hp$, Hp fiind înălțimea pragului.

La captările de ape de munte, pe rîuri cu pantă $> 1\%$ și cu aluviuni grosiere (pietrișuri, bolovani) la captări mai puțin importante și debite captate reduse, se poate admite, în mod excepțional, coborîrea pragului prizei pînă la 0,20 m de fundul albiei.

Înălțimea pragului ferestrelor prizei de apă la captările de mal din Dunăre trebuie să fie de minimum 1,50—2,00 m, avînd în vedere modificările importante ale fundului albiei, care se pot produce ușor și dificultățile mari legate de corijarea lui. În anumite situații topohidrografice și hidraulice favorabile (concavități stabile ale malului în terenuri rezistente, la care nu s-au observat modificări importante ale fundului albiei pe o perioadă de 10—15 ani) se pot admite înălțimi pînă la minimum 1,00 m.

La captările din mare, distanța față de fundul mării, în caz că acesta se răscolește de valuri, ridicînd nisipul, trebuie să fie de minimum 2,00 m sau egală cu înălțimea pînă la care se poate ridica materialul de pe fund, în cantități care ar putea stînjeni buna funcționare a prizei.

c) Acoperirea cu apă a ferestrelor sau grătarelor prizei. Acoperirea de apă se socotește față de nivelul corespunzător asigurării de calcul pentru debitele minime sau față de nivelul de retenție (N.R.N.).

Acoperirea cu apă este necesară pentru împiedicarea intrării plutitorilor în priză și a obturării grătarelor de către aceștia și pentru împiedicarea obturării ferestrei cu gheața formată la suprafața apei zai sau gheață de fund.

Împotriva plutitorilor se recomandă o acoperire de apă de minimum 0,50 m (preferabil 1,00 m), putînd eventual coborî, în lipsa curentă a plutitorilor, pînă la 0,20 m.

Pentru împiedicarea obturării ferestrei cu gheață formată la suprafața apei se recomandă ca acoperirea de apă să fie cu 0,10 m mai mare decît grosimea maximă a gheții în zona respectivă, ceea ce duce la o acoperire de apă de 0,20—0,70 m, pe rîuri și lacuri. Dacă se poate asigura spargerea gheții și evacuarea ei în aval, sau împiedicarea formării ei, nu este necesară această acoperire.

În cazul în care în sursa de apă sînt semnalate zaiul și gheața de fund, este necesară o acoperire a ferestrelor cu minimum 1,00 m apă.

În cazul folosirii de apărători de plutitori și de zai acoperirea de apă este dictată numai de efectele înghețului (pod de gheață și sloiuri de gheață). Pentru prevenirea formării gheții pe barele grătarelor se recomandă ca acestea să fie tot timpul sub apă; chiar în situații favorabile se recomandă acoperirea ferestrelor prizei cu cel puțin 0,20 m apă.

La captările din rîuri, pentru acoperirea cu apă a ferestrelor, se va ține seama dacă este o zonă de suprapunere a sloiurilor, de formare a zăporilor (care trebuie evitate), acoperirea de apă stabilindu-se în consecință. Pentru fluviul Dunărea se recomandă o acoperire de apă de 1,50 m.

1) Calculul hidraulic al ferestrelor prizei de apă. Dimensionarea ferestrelor de captare așezate în culee sau pile (verticale sau înclinate). Dimensionarea ferestrelor prizei se va face după formula orificiului înecat. Ferestrele prizelor fiind acoperite cu grătare, în calcul se va introduce un coeficient depinzînd de procentul dintre plinuri și goluri.

Notînd grosimea barelor cu s și intervalele dintre bare cu b și ținînd seama de obturarea posibilă cu plutitori sau aluviuni, cu un procent p care în practică se poate lua de circa 25 % suprafața totală a ferestrelor de captare este :

$$\Omega_{tot} = \xi(1 + \beta_0)\Omega_{net}, \qquad \text{(IX.10)}$$

în care :

$$\Omega_{net} = \frac{Q_{captat}}{V_{admis}};$$

$$\beta_0 = \frac{s + pb}{(1 - p)b};$$

ξ este coeficientul de corecție a contracției.

Valoarea lui ξ se poate lua în practică de la 1,05 pînă la 1,10, în funcție de forma barelor, înclinarea lor și de direcția curentului apei. Barele grătarelor prizei de apă pot avea diferite forme (fig. IX.34) mai mult sau mai puțin hidraulice.

Barele cu coeficienții cei mai reduși de contracție sînt de tipul f care însă sînt greu de realizat ; se recomandă folosirea barelor trapezoidale de tip e.

Lungimea și înălțimea ferestrei se determină din formula :

$$\Omega_{tot} = B_{tot} \times H_g, \qquad \text{(IX.11)}$$

în care $B_{tot} = (n + 1)\,b + ns$, iar H_g este înălțimea ferestrei, alegîndu-se o valoare impusă pentru B_{tot} sau H_g.

La stabilirea debitului Q se va ține seama și de debitul de spălare din timpul funcționării captării.

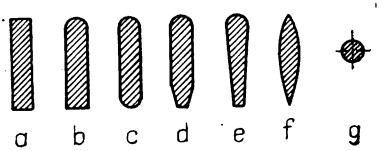


Fig. IX.34. Secțiunea barelor grătarelor la prize.

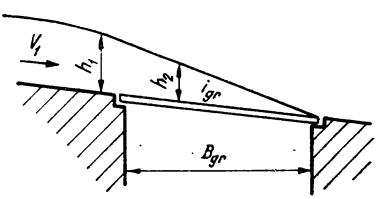


Fig. IX.35. Grătarul prizei de pe coronamentul deversorului.

2) Dimensionarea prizelor de pe coronamentul deversorului. Calculul se efectuează în ipoteza că mișcarea apei în galeria de captare se face cu nivel liber.

Prin calcul se determină lungimea grătarului L_{gr} și lățimea lui B_{gr} (fig. IX.35).

De obicei se dă lățimea grătarului și se determină lungimea.

În calculul de dimensionare se consideră :
— debitul specific al apei ce revine pe metru de grătar q_{gr} ;
— coeficientul de lumină a grătarului $\delta = \frac{b}{b+s}$; (IX.12)
— panta grătarului i_{gr} ;
— viteza v_0 ;
— adîncimea apei în galeria de captare h_0.

Practic, în cazuri obișnuite, suprafața liberă a apei deasupra grătarului poate fi luată ca plană.

Din condiția de captare totală a debitului q_{gr} rezultă :

$$q_{gr} = \mu \delta B K \xi \sqrt{2gh_1}, \tag{IX.13}$$

unde : μ este coeficientul de debit al grătarului cînd $i_{gr}=0{,}05 = \operatorname{tg}\alpha$, care se poate lua din curba $\mu = f(\delta)$, (fig. IX.36) ;
ξ — coeficientul care ține seama de panta grătarului ($\xi = \cos \alpha$) ;
B — lățimea grătarului ;
K — coeficientul care ține seama de obturarea grătarului și se ia în funcție de forma barelor :
$K = 0{,}80 \ldots 0{,}85$ pentru bare cu secțiunea rotundă ;
$K = 0{,}85 \ldots 0{,}90$ pentru bare cu secțiunea trapezoidală ;
h_1 — adîncimea curentului apei din albia rîului la începutul grătarului, în funcție de caracteristicile rîului (în practică se consideră $h_1 \approx 0{,}40\ h_{cr}$).

Odată determinat din relația (IX.13) valoarea lui q_{gr}, lungimea grătarului este dată de :

$$L_{gr} = \frac{Q}{q_{gr}}.$$

3) Calculul galeriei de captare a apei. Secțiunea galeriei va fi dimensionată astfel ca să nu permită staționarea aluviunilor intrate și va avea o secțiune mărită pe verticală pe măsură ce se apropie de intrarea în deznisipator sau în aducțiune.

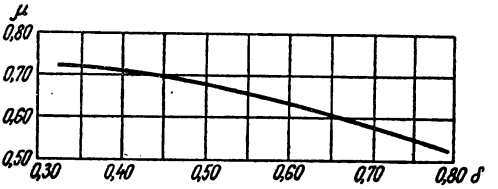


Fig. IX. 36. Curba $\mu = f(\delta)$ pentru grătarele prizelor de pe coronamentul deversorului.

De obicei, lățimea galeriei este mai mică decît lățimea grătarului ($B_{gal} < B_{gr}$). Înălțimea galeriei la ieșire se determină cu formula :

$$H_{gal} = h_{cr} + iL_{gal} + d_0, \tag{IX.14}$$

în care : h_{cr} este adîncimea critică dată de relația :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{1{,}1q^2}{g}}, \tag{IX.15}$$

$$q = \frac{Q_{capt}}{B_{gal}}; \tag{IX.16}$$

d_0 — distanța de la suprafața curentului apei în galerie, pînă la planul grătarului, la începutul galeriei (practic $d_0 = 10$ cm);
L_{gal} — lungimea galeriei;
i — panta galeriei, care se alege astfel ca să nu se producă sedimentări cunoscînd și faptul că în galerie este o mișcare elicoidală ce-i reduce capacitatea de transport.

4.2.1.3. *Combaterea aluviunilor din fața prizei de apă.* Apa captată trebuie să aibă o cantitate cît mai mică de aluviuni.

Un rol hotărîtor în această privință îl are amplasamentul prizei de apă, care trebuie ales după regulile arătate mai înainte.

În afară de alegerea amplasamentului, pentru combaterea aluviunilor, se mai folosesc o seamă de dispozitive constructive pentru împiedicarea intrării aluviunilor în priză, ca și pentru evacuarea celor depuse în fața prizei de apă.

La captările de mal, o poziție favorabilă a amplasamentului prizei are o importanță mai mare decît la captările cu baraj. Distanțarea ferestrelor prizei de apă de fundul rîului, de cele mai multe ori prin așezarea lor pe un prag, micșorează sensibil cantitatea de aluviuni intrată în priza de apă.

În anumite cazuri se poate folosi dragarea periodică în fața prizei, pentru îndepărtarea depozitelor formate, ca să se asigure continuitatea funcționării acesteia.

La captările de mal cu prag de fund, în fața prizei de apă, aluviunile sînt spălate prin deschiderea din prag din fața prizei de apă (fig. IX.7), care în afară de perioadele în care rîul are debitul foarte scăzut (și cînd practic nici nu transportă aluviuni) este în permanență deschisă, nepermițînd sedimentarea aluviunilor în fața prizei de apă.

La captările cu baraj de derivație, sedimentarea este favorizată de bararea rîului și de aceea trebuie luate măsuri suplimentare din care se enumeră realizarea în trepte a pragului prizei, a galeriei de spălare în pragul prizei, a stăvilarelor de spălare în corpul barajului, a canalului de spălare în fața prizei, a canalului curb de acces la priză, a albiei de acces curbată etc.

a) Pragul prizei de apă. Aceasta se poate realiza în trepte, ridicîndu-i-se înălțimea spre amonte, acolo unde efectele de spălare ale stavilelor din corpul deversorului scad și nivelul aluviunilor depuse se urcă (fig. IX.37).

b) Galeriile de spălare în pragul prizei. Galeriile practicate în prag, sub ferestrele prizei de apă, fracționează pe verticală curenții, dirijînd straturile inferioare încărcate cu aluviuni în bieful aval (fig. IX. 38).

Galeriile pot avea o funcționare continuă (cînd sînt debite suficiente pentru a asigura și captarea debitului proiectat) sau discontinuă (cînd funcționează numai la debite mari).

Efectul galeriilor de spălare este limitat pînă la (3—4) H_g, H_g fiind înălțimea galeriei de spălare.

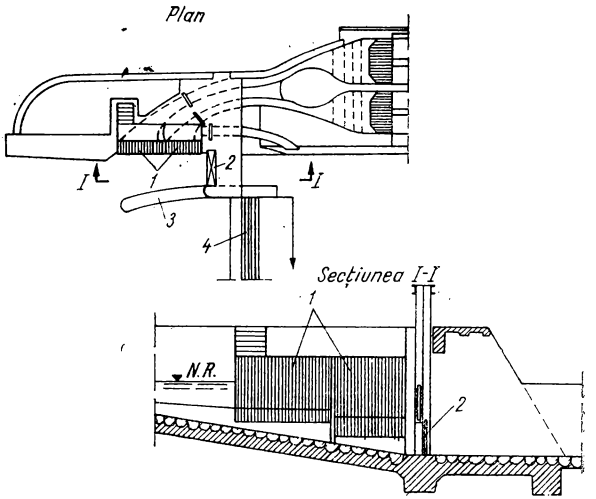


Fig. IX. 37. Priză în trepte la o captare cu baraj :

1 — grătarele prizei; *2* — stăvilar de spălare; *3* — avanpilă submersibilă; *4* — deversor.

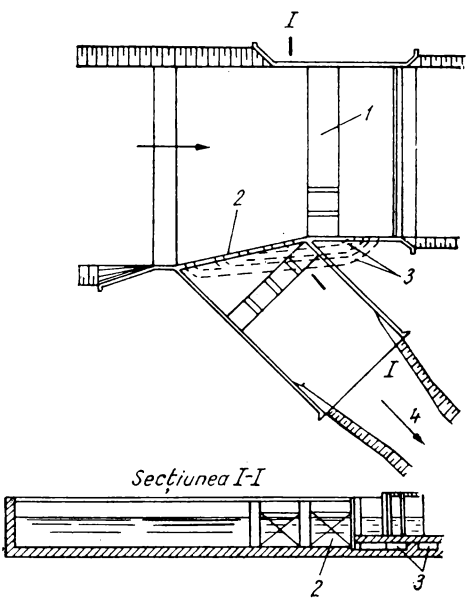


Fig. IX.38. Captare cu baraj și priză laterală cu galerii de spălare în prag :

1 — baraj; *2* — priză de apă; *3* — galerii de spălare; *4* — canal.

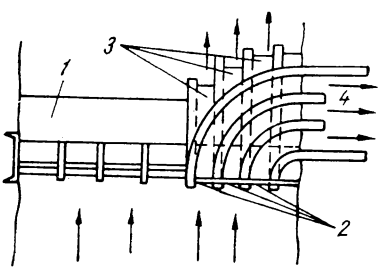


Fig. IX.39. Captare cu baraj și priză etajată :

1 — baraj; *2* — ferestrele prizei de apă; *3* — galerii de spălare; *4* — canal.

Dirijarea curentului de fund spre galeriile de spălare și deci spre ferestrele prizei favorizează intrarea aluviunilor și în priza de apă. Spălarea intermitentă cu ajutorul lor, provoacă o barbotare a aluviunilor, ceea ce favorizează, de asemenea, intrarea acestora în priza de apă.

Uneori, la dimensiuni reduse galeriile se înfundă cu plutitori și cu aluviuni tocmai în perioadele de viituri, cînd funcționarea lor ar fi mai necesară.

În galerii trebuie asigurate viteze superioare vitezelor de antrenare a aluviunilor din fața prizei de apă (în jur de 4—6 m/s), ceea ce impune căptușirea pereților cu materiale foarte rezistente. Galeriile pot fi independente, cu stavile individuale (amonte sau aval), necesitînd debite de spălare mai mici, pentru fiecare galerie în parte, sau cu stavilă colectivă care impune spălarea simultană a tuturor galeriilor.

Se recomandă :

— trasee cît mai scurte și drepte pentru galerii, mai ales dacă nu sînt vizitabile ;

— secțiuni mai mari (sau un număr mai mare de galerii) spre amonte și mai mici lîngă baraj ;

— secțiuni vizitabile (dacă este posibil) ;

— debușeu aval asigurat împotriva înfundării cu sedimentele evacuate ;

— galeriile să fie practicate în prag, începînd din amonte de ferestre, pentru captarea debitului solid adus de rîu, înainte de a ajunge la ferestre.

c) Prizele etajate. O îmbunătățire a schemei cu galerii de spălare în prag o prezintă prizele etajate care funcționează după aceleași principii, cu deosebirea că galeriile de spălare sînt chiar în corpul barajului, fiind deci mai scurte, mai mari, cu o funcționare mai sigură și cu spălare mai eficace (fig. IX. 39).

Prizele etajate pot fi cu *captare frontală* situată chiar deasupra galeriilor de spălare sau cu captare laterală în culee, cînd mai apare un planșeu orizontal, care separă curentul apei în două părți, una inferioară care este evacuată prin galeriile de spălare și una superioară care intră în ferestrele prizei de apă.

Prizele etajate prezintă o mai favorabilă fracționare a curentului, mai ales cînd se utilizează o captare frontală. Prezintă dezavantajul barbotării aluviunilor în fața prizei și riscul înfundării galeriilor de spălare, mai ales în cazul prizei în culee.

O funcționare îmbunătățită se obține printr-o descărcare permanentă, în aval, peste coronamentul deversorului, deasupra galeriilor de spălare (sau deasupra prizei de apă cînd acesta este în corpul deversorului), a unei lame de apă, care să permită evacuarea plutitorilor în aval.

Galeriile de spălare, și mai ales prizele etajate, impun o înălțime de baraj mai mare, debite disponibile pe rîu mari, instalații și construcții mai complicate și investiții mai mari, găsind cu greu condiții favorabile de aplicare.

d) Deschideri de spălare în corpul deversorului barajului. Se prevăd una sau mai multe deschideri în corpul deversorului barajului, despărțite între ele prin pile începînd de la culeia în care este așezată priza de apă (fig. IX. 28).

Priza de apă va fi așezată cît mai aproape de deschiderile de spălare, avînd în vedere că efectul lor se resimte satisfăcător la o distanță egală sau pînă la maximum de două ori lungimea frontului deschiderilor de spălare.

Ridicarea stavilelor provoacă o turbionare puternică a apei din fața prizei, favorizînd intrarea aluviunilor prin ferestre. Pentru a împiedica în mare măsură acest fenomen, se recurge la executarea unei console a pragului prizei de apă, prelungit uneori cu un planșeu orizontal în fața primului stăvilar de lîngă priză, împiedicînd intrarea curenților de fund în priza de apă.

e) Canal de spălare drept, în fața frontului prizei de apă. Această schemă reprezintă o îmbunătățire a deschiderilor de spălare din corpul deverso-

rului, prin prelungirea primei pile de lîngă priză, avanpilă, creind astfel un canal în fața ferestrelor prin care se captează apa (fig. IX. 29).

În acest canal se produce o sedimentare a particulelor grosiere, care se spală prin ridicarea stavilei. În canalul limitat de pilă se menţin viteze ridicate în timpul spălării. Lăţimea canalului de spălare trebuie să asigure o viteză în canal inferioară vitezei din rîu pentru a evita antrenarea aluviunilor de rîu în priza de apă, dar să asigure în acelaşi timp debitul necesar spălării aluviunilor din canal.

Lungimea canalului de spălare se recomandă să se ia $l_c = 0{,}66b_p$ în care b_p este lungimea frontului prizei de apă. Pila poate fi înecată sau neînecată.

Se recomandă ca în timpul spălării, dacă este posibil, să se sisteze funcţionarea prizei de apă pentru a evita intrarea în priză a aluviunilor barbotate. Uneori se prevede o a doua stavilă la capătul amonte al canalului.

f) Canalul de spălare curb, în amonte de priza de apă (fig. IX. 40). Spre deosebire de canalul de spălare drept, acesta este practicat în culeea în care este executată priza, reprezentînd îmbunătăţiri esenţiale faţă de toate mijloacele menţionate mai înainte.

Prezintă avantajul folosirii la o gamă foarte variată de debite captate, cu un minim de consum de debite pentru spălare, dînd o mare siguranţă în exploatare. Se recomandă folosirea lui la rîuri cu debit solid de fund predominant.

g) Albie de acces curbă. Se aplică la rîuri cu o albie instabilă, un debit solid important şi cînd se captează debite însemnate din rîu. Dimensionarea se face prin încercări pe model în laborator.

4.2.2. **Deversorul.** 4.2.2.1 *Funcţia şi dimensionarea hidraulică a deversorului.* Deversorul este partea din barajul de derivaţie peste care se descarcă debitele mari de apă, din

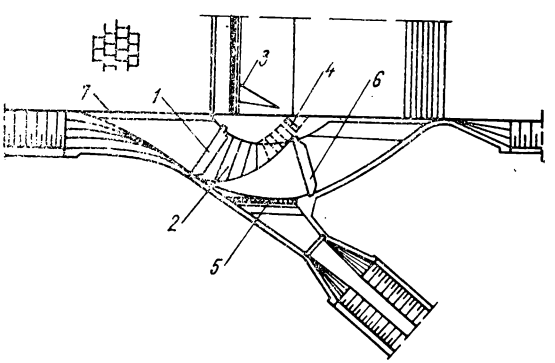


Fig. IX.40. Priză cu canal curb :

1 — stavilă de spălare amonte; *2* — vidaj de spălare; *3* — stavila barajului; *4* — vaneta; *5* — grătarul prizei; *6* — stavila aval; *7* — prag.

bieful amonte în bieful aval, a cărui cotă de retenţie se fixează în funcţie de nivelul necesar funcţionării prizei de apă.

Deversorii se execută din beton simplu, zidărie de piatră brută, sau din beton armat.

Se folosesc în mod curent deversorii de beton simplu, cu profil Krieger - Ofiţerov, sau deversorii cu prag lat (de obicei la barajele stăvilar).

Deversorul este mărginit spre malurile rîului de culei și se execută cu rosturi la schimbarea caracteristicilor terenului de fundație, sau la intervale de 20—25 m.

La barajele stăvilar, deversorul este împărțit în mai multe deschideri prin pile între care sînt prevăzute stavile.

La barajele deversor pot fi una sau mai multe deschideri în deversor, lîngă priza de apă, pentru spălarea aluviunilor, prevăzute cu pile și cu stavile (fig. IX. 28).

Deversorii au la partea lor din amonte un pinten coborît în terenul de fundație, pentru a li se mări stabilitatea, împiedica pierderea apei prin infiltrație pe sub baraj (în care caz este încastrat în roca de bază impermeabilă, dacă există) sau a mări drumul de infiltrație al apei (ceea ce micșorează pierderile de apă din bieful amonte și micșorează subpresiunea asupra deversorului și disipatorului de energie).

Pentru mărirea drumului de infiltrație se mai utilizează avanradierul, palplanșele și ecranele impermeabile.

Deversorul se dimensionează ținînd seama de debitul maxim al rîului și de clasa de asigurare a construcției.

La dimensionarea hidraulică a deversorului se folosește formula:

$$Q = m\sigma b_c H_0^{3/2} \sqrt{2g}, \tag{IX.17}$$

în care: m este coeficientul de debit în funcție de profilul deversorului;

σ — coeficientul de înecare;

b_c — lungimea deschiderii deversoare afectată de coeficientul de contracție;

$H_0 = H + \frac{V_0^2}{2g}$ reprezintă sarcina la creasta a deversorului.

Dacă deversorul este fracționat în mai multe deschideri, capacitatea lui totală de descărcare se află prin însumarea debitelor descărcate de fiecare deschidere, ținînd seama de forma în plan a pilelor și culeelor.

La calculul capacității de descărcare a unui baraj stăvilar se va ține seama că cel puțin una din deschideri este posibil să fie închisă (blocată sau în reparație).

În timpul scurgerii sloiurilor, deversorii trebuie să aibă o lamă minimă de apă H_{min} care să permită descărcarea gheții în aval:

$$H_{min} \geqslant 1{,}15\,\vartheta + 0{,}15 \text{ [m]}, \tag{IX.18}$$

în care ϑ este grosimea gheții, în m.

În cazul în care sloiurile de ghiață se pot suprapune, se va ține seama de acest fenomen.

Lungimea minimă pentru descărcarea sloiurilor se poate determina cu formula:

$$B_g = \frac{V_r}{V_g} B_r, \tag{IX.19}$$

în care: V_r este viteza medie de scurgere a sloiurilor în rîu;

V_g — viteza apei pe creasta deversorului în timpul scurgerii sloiurilor;

B_r — lățimea cursului de apă ocupat de gheața plutitoare.

Practic, valoarea lui B_g este (0,50 ... 0,60) B_r.

Această verificare este necesară dacă trecerea sloiurilor este posibilă pe toată lungimea barajului, ceea ce este de așteptat, dacă viteza de scurgere este peste 2,50 m/s.

Debitul pentru descărcarea gheții este:

$$Q_g = V_g H_1 B_g, \tag{IX.20}$$

în care H_1 este adîncimea de apă pe coronamentul deversorului.

Dacă Q_g este mai mare decît debitul rîului este necesar să se realizeze deschideri mai puțin adînci sau să se admită coborîrea nivelului normal de retenție.

La barajele cu stavile, deschiderile cele mai adînci sînt lîngă priza de apă, pentru spălarea aluviunilor din fața acesteia, iar deschiderile pentru descărcarea gheții în zona prin care se scurg ghețurile în mod normal, cît mai departe posibil de priză.

Numărul deschiderilor la barajele cu stavile trebuie să fie rezultatul unei atente analize a tuturor implicațiilor tehnice și economice.

O singură deschidere nu este recomandabilă. Soluția poate fi folosită numai în cazuri bine justificate, cînd avariile care ar împiedica funcționarea nu ar avea consecințe grave.

Se recomandă un număr mai mare de deschideri pentru următoarele motive:

— posibilitatea adaptării la debitele variabile ale rîului, fără modificări inadmisibile ale nivelului în bieful amonte:

— diminuarea consecințelor unei manevrări greșite a unei stavile.

4.2.2.2. *Calculul de stabilitate al deversorului.* Stabilitatea barajelor, disipatoarelor de energie și a culeelor (ziduri de sprijin) se face verificîndu-le la lunecare, la răsturnare și la presiunea pe teren.

Ipotezele de calcul sînt: exploatarea normală, ceea ce corespunde cu funcționarea la nivelul de retenție de calcul din amonte și la nivelul minim de calcul în aval; cazul viiturilor, cînd are loc evacuarea debitului maxim și execuția lucrărilor.

Exploatare normală conduce la o forță de împingere orizontală maximă, iar cazul viiturilor la subpresiunea maximă. La deversoarele de mică înălțime, specifice barajelor de derivație, este puțin probabilă răsturnarea.

Verificarea se va face în mod obligator în următoarele secțiuni ale barajului deversor sau culeelor: planul tălpii construcției, într-un plan orizontal sub talpă, cu antrenarea unei părți a terenului de fundație și pe o suprafață cilindrică, în masa terenului de fundație.

Forțele care trebuie luate în considerație la dimensionarea barajului, disipatorului de energie și a culeelor sînt următoarele: greutatea proprie; presiunea apei (statică, dinamică și datorită valurilor); presiunea de infiltrație; presiunea gheții (statică și dinamică); împingerea pămîntului din terenul de fundație și din maluri și a aluviunilor depuse în bieful amonte; presiunea vîntului (STAS 946—56); presiunea zăpezii (STAS 946—56); forțele seismice și reacțiunile terenului de fundație.

Acțiunea dinamică a sarcinilor se va lua în considerație prin multiplicarea sarcinilor statice cu un coeficient $K = 1{,}10 \ldots 1{,}50$.

Formulele cu care se determină unele forțe sînt (fig. IX.41):

a) Presiunea apei: $W = \gamma \frac{h^2}{2}$.

b) Presiunea valurilor:

— în cazul unui parament vertical

$$W_v = \frac{\gamma(h + 2h_v + h_0)(h + a)}{2} - \gamma \frac{h^2}{2}, \qquad \text{(IX.21)}$$

în care $2h_v$ este înălțimea valului, iar h_0 reprezintă suprainălțarea liniei medii a valului

$$h_0 = \frac{\pi(2h_v)^2}{2L} \coth \frac{\pi h}{L}, \qquad \text{(IX.22)}$$

în care $2L$ este lungimea valului;

a — intensitatea presiunii valurilor la o adîncime h și se determină cu:

$$a = \frac{2h_v}{\operatorname{ch}\frac{\pi h}{L}}; \qquad \text{(IX.23)}$$

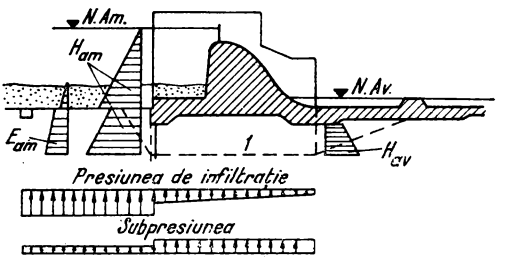


Fig. IX.41. Schemă de calcul a unui baraj:
1 — planul de lunecare.

— în cazul unui parament înclinat cu un unghi α mai mic de 45°, înălțimea maximă de ridicare a valului pe taluz se determină cu formula:

$$h_{v.r} = 3{,}20\, K\, (2h_v)\, \operatorname{tg}\alpha, \qquad \text{(IX.24)}$$

în care: α este unghiul de înclinare a paramentului față de orizontală (valabil între 14 și 45°);

K — coeficientul care depinde de rugozitatea suprafeței paramentului ($k=1{,}00$ pentru suprafețe netede; iar $k = 0{,}77$ pentru anrocamente).

c) Presiunea de infiltrație pe conturul subteran:

$$W_t = 0{,}50\, \gamma \alpha_2 b\, (\alpha_1 H + 2H_2), \qquad \text{(IX.25)}$$

în care: H este diferența de presiune dintre amonte și aval, iar H_2 presiunea apei din aval;

α_1 — coeficientul care ține seama de adîncimea ecranului de etanșare și de gradul de impermeabilitate a rocii.

α_1 poate avea valorile:

— stîncă omogenă impermeabilă 0,10 — 0,35;
— stîncă cu fisuri neînsemnate 0,20 — 0,50;
— stîncă foarte fisurată; 0,40 — 0,70;

α_2 — coeficientul de reducere a suprafeței presate care poate avea valori cuprinse între 0,70 și 0,95 (valori mai mari la rocă mai fisurată și cînd contactul dintre rocă și construcție este mai puțin sigur).

d) Presiunea gheții (statică și dinamică). Presiunea gheții nu se poate determina cu formule exacte.

În cazul în care lungimea cîmpului de gheață $L < 50$ m, presiunea statică a gheții se poate determina cu formula empirică:

$$W_g = 0{,}90\,\delta(t_0 + 1)\sqrt[3]{\frac{t_0}{s_0}(t_0 + 1)^2}, \tag{IX.26}$$

în care: δ este grosimea de gheață, în m;

t_0 — ridicarea maximă posibilă a temperaturii gheții în decurs de s_0 ore și se ia egală cu 0,35 t;

t — ridicarea temperaturii aerului în același interval de timp.

Se dau t_0 și t_v în °C. t_0 și S_0 se iau în combinația cea mai defavorabilă, pe bază de observații îndelungate.

În lipsa observațiilor meteorologice se poate lua:

$$\frac{t_0}{s_0} = \frac{6}{t}. \tag{IX.27}$$

O altă formulă pentru determinarea presiunii dinamice a gheții, în cazul unor sloiuri de lățime b de lungime l și de grosime δ este:

$$W_g = kv\delta\sqrt{lb}, \tag{IX.28}$$

în care: v este viteza de scurgere a sloiurilor de gheață, în m/s;

k — coeficientul care are valoarea 6 la începutul scurgerii ghețurilor și 4,30 cînd gheața devine mai afînată.

Alte formule empirice ale presiunii dinamice a gheții, sub formă de cîmpuri de lățime B și lungime L sînt:

$$W_g = \left(0{,}30 + \frac{L}{1\,000}\right) V^2 B, \text{ cînd } L < 1\,200 \text{ m}; \tag{IX.29}$$

$$W_g = \left(3 - \frac{1\,800}{L}\right) V^2 B, \text{ cînd } L > 1\,200 \text{ m}. \tag{IX.30}$$

La rîuri, L se ia de maximum trei lățimi a oglinzii apei.

Presiunea statică a gheții se poate elimina complet prin spargerea acesteia menținîndu-se un ochi de apă neacoperit.

e) Împingerea pămîntului. Se vor aplica formulele corespunzătoare formelor de teren din spatele zidurilor de sprijin și a deversorilor.

Presiunea aluviunilor se va calcula cu formula:

$$p = \gamma_{al} h_{al} t_g^2 \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right). \tag{IX.31}$$

f) Presiunea vîntului. Se calculează conform STAS 946-56.

g) Presiunea zăpezii. Se calculează conform STAS 946-56.

h) Acțiunea forțelor seismice prin apa din bieful amonte. Se va lua în considerație în principiu ca și în cazul barajelor de acumulare.

i) Reacțiunile terenului de fundație. Se vor calcula conform procedeelor specifice.

Ținînd seama de clasa de încadrare a construcției, mărimea coeficientului de stabilitate (în cazul în care se iau în considerație toate grupele de forțe) este:

$K = 1{,}15$ pentru construcțiile din clasa I;
$K = 1{,}12$ pentru construcțiile din clasa II;
$K = 1{,}10$ pentru construcțiile din clasa III
$K = 1{,}05$ pentru construcțiile din clasele IV și V.

Dacă în calcul s-au luat numai grupele de forțe fundamentale sau fundamentele și suplimentare (care acționează temporar) valoarea coeficientului K este de 1,30 — 1,50.

4.2.3. **Pilele barajului.** Pilele împart deversorul barajului în mai multe deschideri. Ele pot face corp comun cu deversorul sau sînt independente. Pilele independente se prevăd pe terenuri sănătoase, puțin compresibile, la care nu sînt de așteptat tasări (exclusă sufozia) inegale între pilă și deversor. Tasările inegale la pile și deversoare pot provoca blocarea stavilelor și scoaterea din funcțiune a barajului.

Pe terenuri compresibile se vor folosi pile făcînd corp comun cu radierul deversorului. În acest caz, pilele vor avea rost de tasare la mijloc.

Pilele barajelor suportă presiunea apei transmisă de stavile și batardouri (adeseori), servesc drept reazem pentru podurile de serviciu și pentru cele publice, ca și pentru mecanismele de manevrare a stavilelor și batardorilor.

Grosimea minimă a pilelor se recomandă să nu fie inferioară următoarelor valori:

1,00 — 2,00 m pentru zidăria de piatră brută sau pentru beton simplu;
0,70 — 1,20 m pentru beton armat.

Pentru un calcul preliminar se va putea lua grosimea a a pilelor fără rosturi în funcție de mărimea deschiderii deversoare b și de H și anume:

— pentru $b = 10$ m, $\frac{a}{b} = 0{,}20 \ldots 0{,}25$;

— pentru $b = 20$ m, $\frac{a}{b} = 0{,}12 \ldots 0{,}16$;

— pentru $b = 30$ m, $\frac{a}{b} = 0{,}10 \ldots 0{,}13$.

Pentru $H \geqslant 7$ m se vor lua valorile maxime iar pentru $H \leqslant 3$ m valorile minime între cele interpolîndu-se.

La pilele cu rost, grosimea lor se va lua mai mare cu 0,500 — 1,00 m.

Înălțimea pilei deasupra crestei deversorului se va lua în funcție de felul stavilelor și mecanismelor folosite și de nivelul apelor maxime.

La stavilele coborîtoare se poate lua:

$$h_p = h_{st} + e. \tag{IX.32}$$

La stavilele ridicătoare cu mecanism fix:

$$h_p = H_{max} + h_{st} + e, \tag{IX.33}$$

iar în cazul stavilelor ridicătoare cu macara mobilă (luînd în considerare și dispozitivele de prindere):

$$h_p = H_{max} + 0{,}60\, h_{st}, \qquad \text{(IX.34)}$$

în care: h_p este înălțimea pilei deasupra crestei deversorului;

h_{st} — înălțimea stavilei;

H_{max} — înălțimea apelor maxime de calcul deasupra crestei deversorului;

e — garda (rezervă de siguranță) a cărei valoare este de 1 — 2 m.

În amonte și aval de creasta deversorului, pentru economisirea betonului, se poate reduce înălțimea pilei, pînă la nivelul apelor maxime de verificare, dacă alte considerente nu impun mai mult (poduri paserele etc.).

Dimensiunile lor exacte se vor alege în funcție de mărimea nișelor stavilelor și batardourilor (cînd sînt), de instalațiile din interiorul lor, de construcțiile de pe ele și de condițiile de stabilitate și rezistență.

Forma lor în plan trebuie să asigure o contracție minimă a curenților de apă și să suporte scurgerea ghețurilor, fără a se degrada.

Pentru a rezista la ghețuri, trebuie să aibă o formă ascuțită și bine consolidată pe înălțimile la care pot apare ghețurile.

Pilele pot fi prevăzute cu nișe pentru batardouri sau stavile de reparații și cu nișe pentru stavilele permanente. Nișele pot lipsi la unele tipuri de stavile (cum sînt stavilele segment), la batardourile cu ace etc.

Pilele masive la barajele stăvilar au grosimea minimă de 2 m.

Forțele care pot acționa asupra pilelor unui baraj (deversor sau stăvilar) sînt: greutatea proprie a pilei: presiunea apei transmisă pilei (de către stavile și direct inclusiv, eventul, greutatea apei); subresiunea apei subterane; greutatea mecanismelor; greutatea stavilelor în timpul ridicării; împingerea aluviunilor din fața stavilelor; presiunea ghețurilor.

Calculul pilelor se face în următoarele ipoteze:

— barajul este în exploatare și este supus la presiunea maximă a forțelor care lucrează asupra lui, fără a avea deschideri în curs de reparație;

— barajul este în reparație, una din deschideri fiind închisă cu batardouri iar cealaltă deschidere de lîngă pilă fiind sub presiunea maximă a apei, care poate surveni în timpul reparațiilor. Apa din deschiderea în care se efectuează reparația este scoasă;

— barajul este în perioada de execuție. Asupra pilelor acționează numai sarcini verticale date de greutatea proprie și a instalațiilor care acționează asupra lor și care pot da o compresiune excentrică importantă, care poate fi periculoasă în cazul fundării pe terenuri nestîncoase.

Pentru perioadele de exploatare și de reparație, calculul se va face pentru valorile cele mai mici posibile ale forțelor verticale.

Pentru verificarea stabilității și rezistenței în perioada de reparație nu se va lua în considerare reacțiunea orizontală a stavilei.

4.2.4. **Disipatorul de energie.** 4.2.4.1. *Dimensionarea hidraulică.* Trebuie să realizeze disiparea în măsură cît mai mare a energiei concentrată prin căderea realizată de deversor.

La barajele de joasă cădere se recomandă disiparea energiei cu ajutorul unui bazin, amplasat în prelungirea deversorului, avînd un radier orizontal și un prag aval de diferite forme, continuu sau întrerupt.

Legătura dintre radierul bazinului și deversor se face cu o pantă de 1 : 1,50... ... 1 : 2,50.

Lungimea și adîncimea disipatorului de energie depind de dimensiunile saltului hidraulic din aval de deversor care se determină cu ajutorul lui h_k (adîncimea conjugată) și h_k'' (adîncimea conjugată contractată).

Curentul avînd viteză mare, radierul se protejează la suprafață cu beton rezistent la uzură, cu agregate tari și dozaj de ciment ridicat, piatră dură (granit, bazalt), torcret pe plasă de sîrmă, beton cu pilitură de oțel etc.

Pentru micșorarea subpresiunii, se prevăd orificii în radier, verticale sau oblice, cu gura orientată spre aval. Pentru a împiedica antrenarea în orificii a granulelor mărunte din terenul de fundație se prevede sub radier un filtru invers corespunzător.

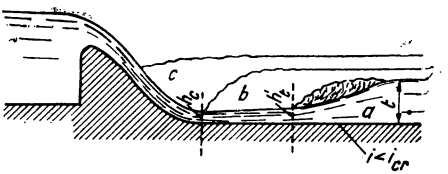


Fig. IX.42. Formarea saltului aval de de versor în diferite forme de racordare.

Determinarea adîncimii contractate a apei h_k și a adîncimii conjugate h_k'' pe disipatorul de energie se poate face prin calcul sau grafic.

a) Determinarea prin calcul a lui h_k și h_k''. În aval de deversor, curentul este în regim rapid, astfel că în secțiunea contractată a lamei se realizează $h_k < h_{cr}$ (h_{cr} = adîncimea critică). Racordarea cu curentul din aval se realizează prin salt (fig. IX.42).

Considerînd că h_k'' este adîncimea conjugată adîncimii contractate, se disting 3 cazuri (notate în fig. 42 *a*, *b* și *c*) de conjugare a biefurilor:

1) $h_k'' > t$, formă de racordare a biefurilor cu salt îndepărtat;
2) $h_k'' = t$, formă de racordare a biefurilor cu salt critic;
3) $h_k'' < t$, formă de racordare a biefurilor cu salt apropiat.

Raportul $\sigma = \dfrac{t}{h_k''}$ caracterizează gradul de înecare a saltului.

Pentru determinarea adîncimii contractate la o albie dreptunghiulară se poate întrebuința metoda aproximațiilor succesive cu formula:

$$h_k = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p + H_0 + h_k')}}. \qquad \text{(IX.35)}$$

În formula (IX.35) se consideră într-o primă aproximație $h_k' = 0$. Valoarea obținută pentru h_k se introduce în locul lui h_k' și se continuă operațiile de atîtea ori pînă ce $h_k \simeq h_k'$.

În cazul albiilor trapezoidale:

$$h_k = -\frac{b}{m} + \sqrt{\left(\frac{b}{m}\right)^2 + \frac{Q}{v'}}, \qquad \text{(IX.36)}$$

unde: m este coeficientul unghiular al taluzului;

$v' = \varphi\sqrt{2g(p + H_0)}$; (IX.37)

b — lățimea albiei la partea inferioară.

În a doua aproximație se consideră:

$$v'' = \varphi\sqrt{2g(p + H_0 - h'_k)}, \tag{IX.38}$$

$h'_k = h_k$ din prima aproximație.

Adîncimea conjugată adîncimii contractate se determină cu formula:

$$h''_k = \frac{h_k}{2}\left[\sqrt{1 + 8\left(\frac{h_{cr}}{h_k}\right)^3} - 1\right]. \tag{IX.39}$$

b) Determinarea pe cale grafică a lui h și a lui h''_k. Pentru secțiuni dreptunghiulare se folosește graficul din fig. IX.43.

Se determină:

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{cr}}. \tag{IX.40}$$

La abscisa ξ_0 se ridică o verticală pînă la una din curbele φ. Coeficientul de viteză φ variază pentru diferite condiții de scurgere astfel:

- scurgere fără rezistențe hidraulice . . . . . $\varphi = 1{,}00$;
- intrare profilată hidraulic . . . . . $\varphi = 0{,}95$;
- muchie amonte rotunjită . . . . . $\varphi = 0{,}92$;
- muchie amonte teșită . . . . . $\varphi = 0{,}88$;
- muchie amonte ascuțită . . . . . $\varphi = 0{,}85$.

Din grafic se va folosi curba corespunzătoare sau se va interpola. Ordonata reprezintă ξ'_c:

$$\xi'_c = \frac{h_k}{h_{cr}}, \tag{IX.41.a}$$

care permite determinarea lui h_k. Abscisa corespunzătoare pe curba b determină pe ξ''_c din care se deduce valoarea lui h''_k:

$$\xi''_c = \frac{h''_k}{h_{cr}}. \tag{IX.41.b}$$

După cum s-a mai arătat, pentru consolidarea albiei contra eroziunilor se prevede în aval de deversor un bazin disipator de energie care are ca efect înecarea saltului. Bazinele disipatoare de energie pot fi de trei feluri și anume: bazin disipator realizat prin coborîrea cotei radierului, bazin disipator cu prag și bazin disipator de tip combinat.

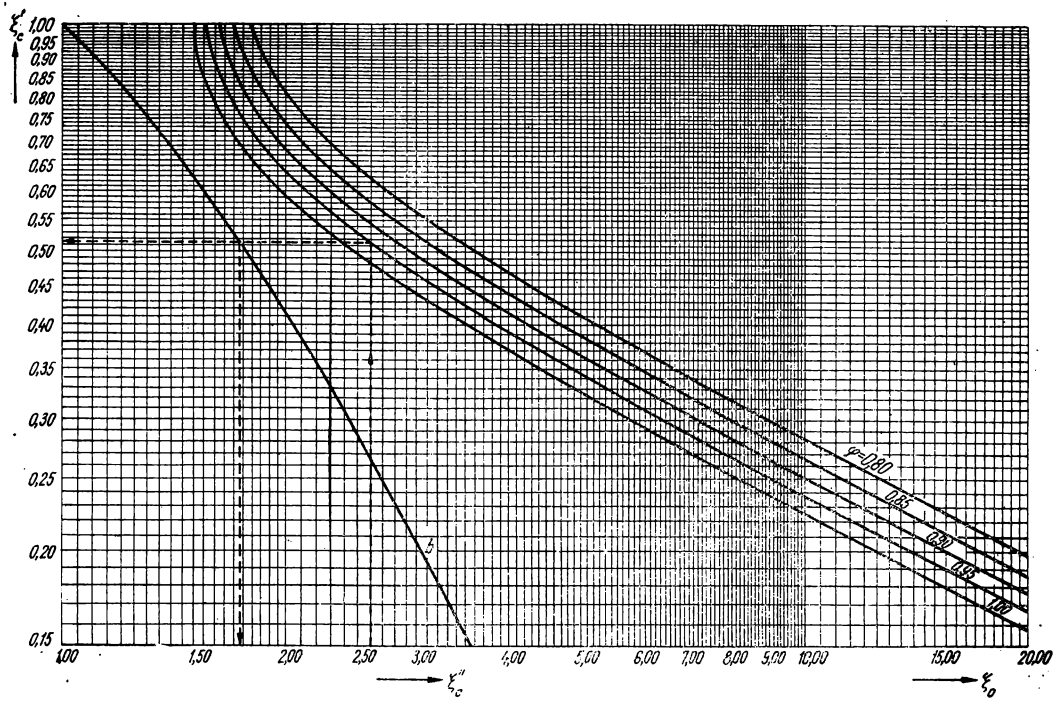


Fig. IX. 43. Determinarea adîncimii contractate în aval, pentru albii dreptunghiulare.

c) Bazin disipator realizat prin coborîrea cotei radierului (cu saltea de apă). Determinarea grafică a adîncimii bazinului (fig IX.44). Pentru a se forma saltul în bazin se consideră forma critică de racordare cu bieful aval.

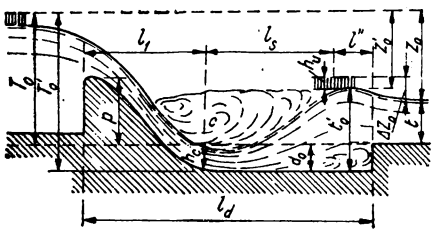


Fig. IX.44. Disipator de energie cu bazin.

În acest caz se va considera:

$$h''_k = t'_0, \tag{IX.42}$$

t'_0 fiind adîncimea în bazinul disipator

Din fig. IX.44 rezultă:

$$t = T_0 - Z_0; \tag{IX.43}$$

$$Z_0 - \Delta Z_0 = T_0 + d_0 - h''_k - \frac{h^3_{cr}}{2h''^2_k}. \tag{IX.44}$$

În relația de mai înainte: $\frac{h^3_{cr}}{2h''^2_k} = h_v$, h_v fiind sarcina cinetică corespunzătoare vitezei medii în bazinul disipator.

Se notează cu:

$$\xi'_z = \frac{z_0 - \Delta z_0}{h_{cr}}; \tag{IX.45}$$

$$\xi'_0 = \frac{T_0 + d_0}{h_{cr}}. \tag{IX.46}$$

La determinarea adîncimii bazinului, în general, se va ține seama de căderea Δz pentru ca acesta să nu se supradimensioneze.

Graficul din fig. IX.45 dă o serie de curbe φ și permite ca pentru o valoare ξ'_z să se găsească raportul ξ'_0.

Odată aflat valoarea ξ'_0 din relația (IX.46) se determină mărimea d_0:

$$d_0 = \xi'_0 h_{cr} - T_0. \tag{IX.47}$$

Conform relației (IX.40) T_0 se înlocuiește cu:

$$T_0 = h_{cr}\,\xi_0. \tag{IX.48}$$

Deci:

$$d_0 = (\xi'_0 - \xi_0)\,h_{cr}. \tag{IX.49}$$

Adîncimea bazinului disipator, ținînd seama de coeficientul ce caracterizează gradul de înecare σ, se determină cu formula:

$$d = \sigma d_0 + (\sigma - 1)(t + \Delta z), \tag{IX.50}$$

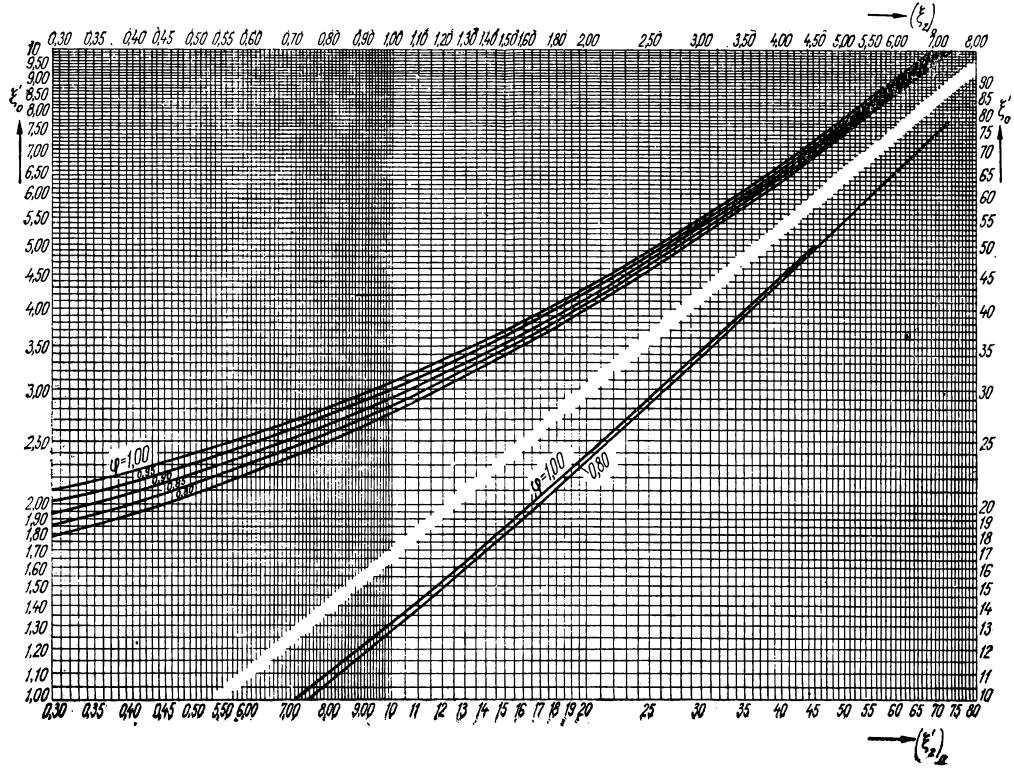


Fig. IX.45. Determinarea adîncimii bazinului disipator la albii aval dreptunghiulare.

în care:

$$\Delta z = \Delta z_0 - h_v; \tag{IX.51}$$

$$\Delta z_0 = \frac{\alpha q^2}{2g\,\varphi^2\,t^2}. \tag{IX.52}$$

De regulă, coeficienții σ și α se iau:

$$\sigma = 1{,}05 \ldots 1{,}10 \text{ și } \alpha = 0{,}85 \ldots 1{,}00.$$

Practic se recomandă să se folosească următoarele valori: $\sigma = 1{,}05$ și $\varphi = 0{,}95$.

d) Bazin disipator de energie cu prag. În cazul acestui tip de disipator trebuie determinată înălțimea pragului conform fig. IX.46 și se poate scrie, relația:

$$t' = c + H_1, \tag{IX.53}$$

în care: c este înălțimea pragului;

H_1 = sarcina de prag considerat ca un deversor.

Considerînd relația $\sigma = \frac{t'}{h''_k}$ ce caracterizează înecarea saltului, avem:

$$\sigma h''_k = c + H_1; \tag{IX.54}$$

$$c = \sigma h''_k - H_1; \tag{IX.55}$$

$$H_1 = H_{1.0} - h_v. \tag{IX.56}$$

$H_{1.0}$ se poate determina cu relația:

$$H_{1.0}^{3/2} = \frac{q}{M}. \tag{IX.57}$$

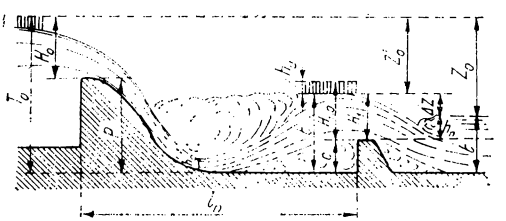


Fig. IX.46. Disipator de energie cu prag.

Dacă $c > t$ pragul se consideră neînecat și calculul este considerat corect (t fiind adîncimea apei în aval).

Cînd $c < t$ se consideră înecat și se va corecta cu un coeficient σ_i care depinde de raportul h_i/H.

În acest din urmă caz, înălțimea pragului trebuie determinată prin încercări succesive sau grafic.

Folosind metoda grafică, problema se simplifică astfel:

— se calculează:

$$\eta'_H = \frac{\Delta z}{H_1}; \tag{IX.58}$$

$$\Delta z = h''_k - t; \tag{IX.59}$$

$$B = H\xi\Delta; \tag{IX.60}$$

$$\xi\Delta = \frac{\Delta z}{h_{cr}}; \tag{IX.61}$$

$$A = \frac{\xi''_c}{\sqrt{K}}; \tag{IX.62.a}$$

$$K = \sqrt[3]{2m^2}; \tag{IX.62.b}$$

— din fig. IX.47 se găsește η_H în funcție de B (IX.60) iar H_1 se calculează din relația (IX.58) și:

$$c_0 = h''_k - H_1; \tag{IX.62.c}$$

— ca racordarea biefurilor să se facă cu salt înecat valoarea lui c se va mări cu coeficientul $\sigma = 1{,}05$:

$$c = c_0 + (\sigma - 1)\, h''_k. \tag{IX.62.d}$$

e) Bazin disipator de energie de tip combinat. Acesta se întrebuințează atunci cînd bazinul este foarte adînc sau pragul foarte înalt.

Pornind de la relația cunoscută:

$$t = \sigma h''_k \tag{IX.63}$$

și apoi de la:

$$\xi_{0.1} = \frac{T_{1.0}}{h_{cr}}, \tag{IX.64}$$

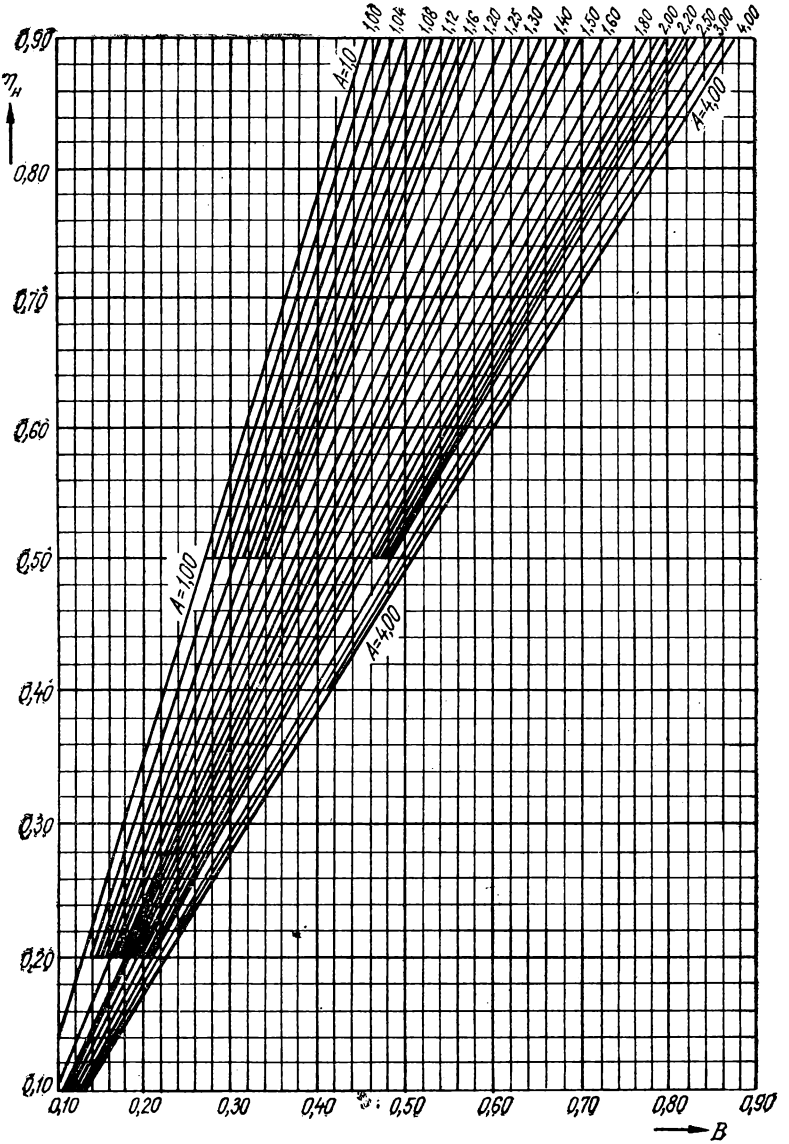


Fig. IX. 47. Determinarea înălțimii pragurilor de disipare înecate.

în care $T_{1,0}$ este energia specifică înaintea pragului disipator (fig. IX.48) avem:

$$z' = T_0 - T_{1,0}, \tag{IX.65}$$

sau:

$$\frac{z'}{h_{cr}} = \frac{T_0}{h_{cr}} - \frac{T_{1,0}}{h_{cr}}. \tag{IX.66}$$

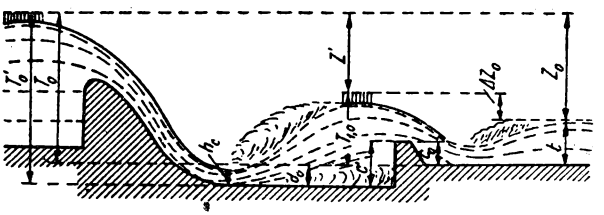


Fig. IX.48. Disipator de energie de tip combinat.

Înlocuind raporturile de mai înainte cu înălțimile relative avem:

$$\xi'_z = \xi_0 - \xi_{0,1}. \tag{IX.67}$$

Adîncimea c' a pragului se determină cu ajutorul graficului din fig. IX.49. Astfel se calculează:

$$\xi_0 = \frac{T_0}{h_{cr}}, \tag{IX.68}$$

iar din grafic se determină valoarea lui η:

$$\eta = \frac{c'}{h_{cr}} + \frac{1}{k}, \tag{IX.69}$$

din care se deduce valoarea lui c' iar din relația:

$$c_0 = c' - d_0, \tag{IX.70}$$

se determină înălțimea c_0.

Practic, pentru ca saltul să fie înecat trebuie ca adîncimea d_0 să fie mărită iar înălțimea c_0 micșorată.

Determinarea lungimii bazinului disipator de energie se face astfel: pentru toate tipurile de disipatori de energie relația care dă lungimea disipatorului trebuie corelată cu lungimea saltului astfel ca să nu se producă afuieri în aval.

Practic aceasta se poate determina cu relația:

$$l_b = l_1 + \beta l_s, \tag{IX.71}$$

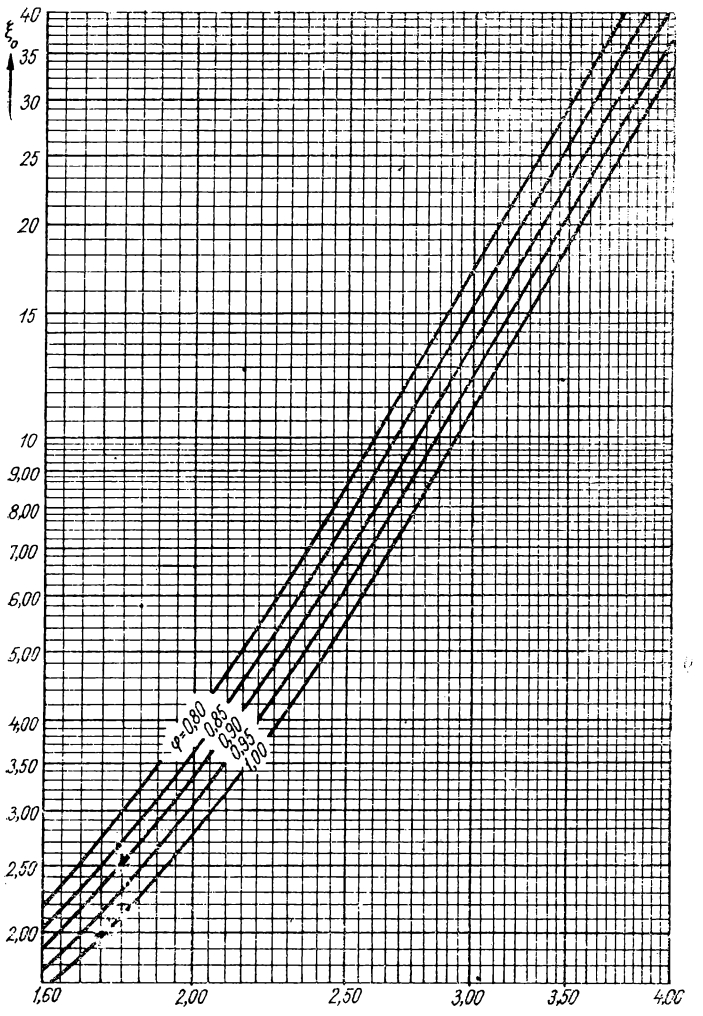


Fig. IX.49. Determinarea înălțimii pragurilor de disipare neînecate.

în care : l_1 este distanța de la muchia deversorului pînă la secțiunea contractată ;

l_s — lungimea saltului ;

β — coeficientul subunitar care se poate lua 0,70 — 0,80.

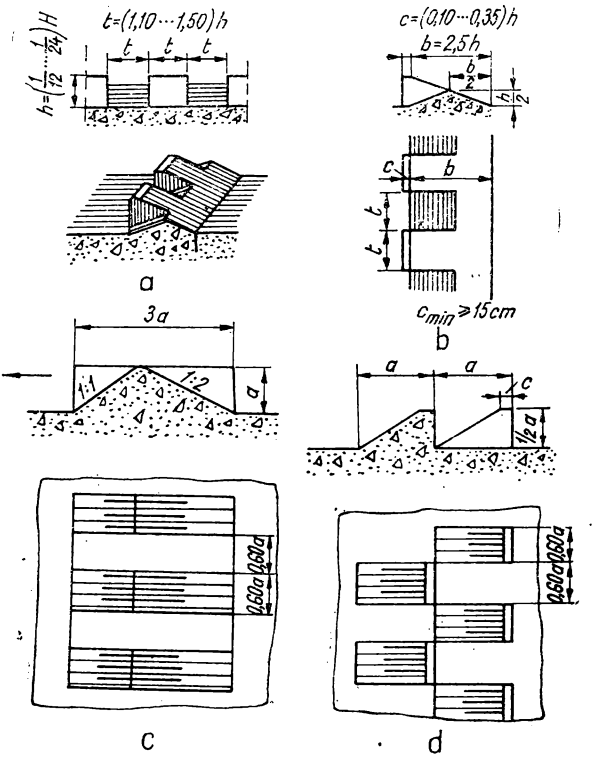


Fig. IX. 50. Tipuri de redane și crenele la disipatorii de energie.

Se mai pot folosi următoarele formule (după date experimentale) :

$$l_b = 3{,}20\sqrt{H_0(p + d + 0{,}83H_0)}\,; \tag{IX.72}$$

$$l_b = f\sqrt{H_0(p + d)} + t\,; \tag{IX.73}$$

în care : t este adîncimea din aval ;

f este coeficientul în funcție de raportul H/p:

— pentru $H/p < 0{,}30$ și $m = 0{,}55$, $f = 2{,}75$;
— pentru $H/p < 1{,}00$ și $m = 0{,}47$, $f = 3{,}50$;
— pentru $H/p < 2{,}00$ și $m = 0{,}43$, $f = 4{,}50$.

În cazul construcțiilor importante, determinarea exactă a bazinului disipator se va face pe baza încercărilor pe model.

De obicei, la capătul disipatorului de energie pragul este prevăzut cu redane și crenele de tipul celor din fig. IX.50 avînd rolul de difuzare a curentului. Afuierile din aval se reduc sensibil.

Pentru o disipare cît mai bună, micșorîndu-se totodată și lungimea bazinului, se pot intercala între piciorul deversorului și prag un rînd de dinți disipatori, a căror poziție și formă în plan se va stabili prin încercări pe model.

4.2.4.2. *Calculul stabilității disipatorului de energie.* Se aplică aceleași calcule ca la deversor. Pentru fixarea grosimii plăcilor și a dimensiunilor în plan, în condiții de stabilitate, nu se dispune încă de date teoretice și experimentale suficiente și din această cauză procedeele de calcul sînt oarecum convenționale.

La plăcile disipatoare se pune problema stabilității la alunecare și plutire luînd în considerare forțele orizontale și subpresiunea apei.

Pentru simplificare, în majoritatea cazurilor la barajele de derivație de joasă cădere, se presupune că subpresiunea corespunde nivelului din aval. Deficitul de presiune, la evacuarea apei peste baraj, apare din cauza scăderii nivelurilor deasupra disipatorului și a aerării curentului.

În calculele practice se admite acoperitor că presiunea de sus în jos exercitată pe placa bazinului să fie egală cu greutatea curentului de apă de deasupra, redusă datorită aerației.

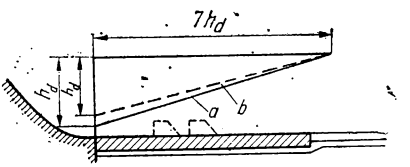


Fig. IX.51. Diagramele deficitului de presiune în bazinul disipatorului de energie:

a — pentru o placă netedă a disipatorului; *b* — în prezența unor elemente suplimentare de disipare.

Experimental s-a dedus că diagrama deficitului de presiune (fig. IX.51) poate fi luată ca un triunghi de înălțime h_d și care se poate determina cu formula:

$$\frac{h_d}{h_{cr}} = 0{,}85\left(1 - 0{,}55\sqrt[3]{\frac{t}{h''_k}} - 1\right)\sqrt{\frac{T_0}{h_{cr}} - 2}, \qquad \text{(IX.74)}$$

în care: h_{cr} este adîncimea critică;
h''_k — adîncimea conjugată cu adîncimea contractată;
T_0 — presiunea biefului amonte deasupra disipatorului.

Baza triunghiului diagramei deficitului este $7h_d$.

Întrucît deficitul de presiune diferă foarte mult în cazul unor elemente suplimentare de disipare, acesta se va stabili pe cît va fi posibil pe baza încercărilor de laborator.

În cazul în care se va determina acest deficit cu formula (IX.74) din cauza apariției elementelor suplimentare, la calculul înălțimii h_d se va aplica o reducere prin micșorarea adîncimii conjugate h''_k cu 10—20%.

O reducere a deficitului de presiune se realizează prin executarea în radier a unor orificii de drenaj.

4.2.5. **Risberma.** Pentru a se preîntîmpina erodarea fundului albiei în aval de disipatorul de energie, se prevede o îmbrăcăminte, risberma, care trebuie să îndeplinească următoarele condiții: să reziste la vitezele curentului, să fie flexibilă pentru a se adapta deformațiilor terenului menținîndu-și rezistența și rolul de protecție și să nu împiedice ieșirea curentului de infiltrație din amonte.

Tipurile cele mai uzitate de risberme sînt constituite din:

— dale și blocuri mari de beton. Dimensiunile dalelor sînt de ordinul 0,50 — 1,00 m grosime și 2,00—5,00 m în plan;

— saltele de beton și beton armat. În cazul în care se reduce grosimea dalelor, acestea se vor lega între ele cu armătură metalică flexibilă;

— anrocamente din piatră brută așezate pe mai multe rînduri. În cazul terenurilor nisipoase se pot consolida cu piloți de beton de 20—25 cm latura, bătuți în șah, la intervale de 1,50—2,00 m.

În toate cazurile, atît sub saltelele din dale de beton armat sau beton simplu ca și sub anrocamente, se va prevedea un filtru invers.

Saltelele de fascine se folosesc ca pat pentru anrocamentele de piatră și pentru îmbrăcămintea independentă, la partea finală a risbermelor, unde viteza scade sub 1,50 m/s și întotdeauna se va așeza sub nivelul minim de apă încît să nu putrezească.

Racordarea risbermei cu albia cursului de apă se face printr-o cuvetă avînd panta în spre aval de 1 : 4 (în cazul construcțiilor mai importante se va duce pînă la adîncimea de afuiere posibilă a se creia în viitor).

Adîncimea pintenului de la capătul aval al risbermei trebuie fixată ținîndu-se seama de adîncimea maximă a afuierilor.

Practic, lungimea risbermei se poate determina în funcție de căderea H și de lungimea radierului disipator l_{rd} cu ajutorul formulei:

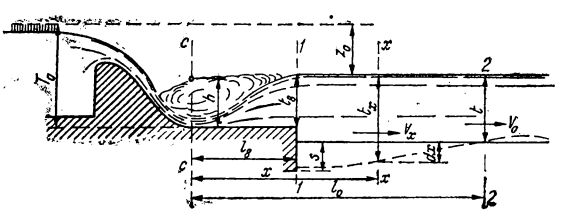


Fig. IX.52. Schemă cu conturul afuierilor în aval de risbermă.

$$l_r = (4 \ldots 10)\, H - l_{rd}. \qquad \text{(IX.75)}$$

O altă formulă, prin care se determină mai exact lungimea, ține seama de natura terenului din aval și de condițiile de afuiere (fig. IX.52).

În funcţie de condiţiile de echilibru ale unei particule solide din patul albiei deja erodate, la o distanţă x se poate scrie:

$$t_x = K_x t, \tag{IX.76}$$

K_x fiind coeficientul capacităţii de erodare a curentului care depinde de mai mulţi factori.

Experimental s-a stabilit o relaţie empirică de tipul:

$$\frac{1}{K_x} = 0{,}76 + 0{,}24\frac{x}{l_0} - 0{,}08\,\xi_0\left(1 - \frac{x}{l_0}\right); \tag{IX.77}$$

pentru l_0 se dă relaţia:

$$l_0 = \frac{22\,t}{\sqrt[6]{Fr_c}}; \tag{IX.78}$$

iar:

$$Fr_c = \frac{2\varphi^2(T_0 - h)}{h_{cr}}. \tag{IX.79}$$

Rezolvarea ecuaţiei (IX.78) se face cu ajutorul graficului din fig. IX.53 care dă lungimea zonei de disipare a energiei l_0, în funcţie de Fr_c sau $\left(\frac{z_0}{h_{cr}}\right)$.

Practic, pentru determinarea lungimii de risbermă se dă iniţial adîncimea admisibilă a afuierilor la capătul risbermei de unde se găseşte valoarea coeficientului K_x şi apoi distanţa x.

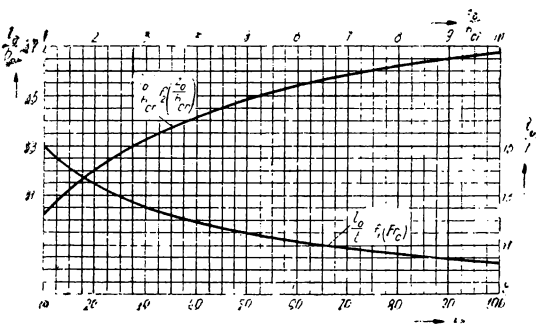


Fig. IX.53. Determinarea lungimii zonei de disipare a energiei.

Deci, lungimea risbermei se va determina cu relaţia:

$$l_r = x_r - l_d. \tag{IX.80}$$

În formulele de mai înainte s-a considerat că:

$$\xi_0 = \frac{T}{h_{cr}}; \tag{IX.81}$$

$$h_{cr} = 0{,}467\, q^{2/3}; \tag{IX.82}$$

$$Z_0 = T - t. \tag{IX.83}$$

Diametrul mediu al anrocamentelor care se folosesc la risbermă se determină cu formula:

$$d \approx \frac{0{,}01(V_0')^3}{\sqrt{t}}, \tag{IX.84}$$

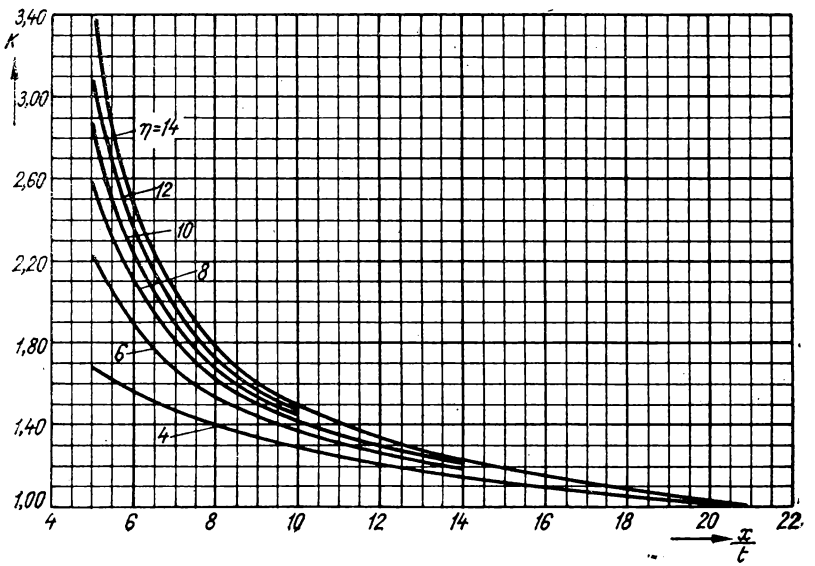


Fig. IX.54. Determinarea coeficientului de afuiere a albiei.

în care V_0' este viteza medie de neantrenare a unui curent uniform turbulent și se determină în funcție de viteza medie V_0 din regimul neamenajat astfel:

$$V_0' = kV_0, \tag{IX.85}$$

K fiind coeficientul de afuiere a albiei care se determină în funcție de raportul x/t din graficul fig. IX.54:

$$\eta = h_k''/h_k. \tag{IX.86}$$

4.2.6. **Culeele și zidurile de dirijare.** Denumirea de culee se utilizează la baraje, iar aceea de ziduri de dirijare la captările de mal. Zidurile de dirijare și culeele se execută ca

ziduri de sprijin din beton simplu masiv, din beton armat cu talpă sau cu contraforți și se calculează la lunecare, răsturnare și presiune pe teren. Prezintă importanță calculul în ipoteze din timpul execuției cînd există împingere de pămînt și apă numai în spate, verificîndu-se și la apele de viitură.

Pentru barajele de derivație de mică înălțime se folosesc de obicei ziduri de beton simplu, masiv, iar în cazul în care coeficienții de stabilitate la lunecare, răsturnare (tabelul IX.3) și presiune pe teren sînt mai mari decît cei admisibili, se va încerca folosirea betonului armat, executîndu-se ziduri cu talpă și contraforți.

Tabelul IX.3

Coeficienții de siguranță admisibili pentru verificarea la stabilitate a zidurilor de sprijin

Gruparea forțelor	Clasa de încadrare a construcției				
	I	II	III	IV	V
Forțe fundamentale	1,50	1,40	1,40	1,30	1,30
Forțe fundamentale plus forțe suplimentare	1,40	1,30	1,20	1,20	1,10
Forțe fundamentale plus forțe suplimentare, plus forțe extraordinare	1,20	1,10	1,10	1,10	Nu se face verificarea

Verificarea la lunecare se face cu coeficienții de frecare f dați în tabelul IX.4.

Tabelul IX.4

Coeficientul de frecare f între diferite materiale

Nr crt.	Natura materialului în contact	f
1	Zidărie de piatră brută pe zidărie	0,75
2	Beton pe beton	0,65
3	Zidărie de piatră brută pe beton	0,70
4	Beton pe pămînt uscat	0,65
5	Beton sau zidărie pe pămînt argilos umed	0,30
6	Beton sau zidărie pe pămînt argilos îmbibat cu apă	0,20
7	Beton sau zidărie pe pămînt nisipos uscat	0,55
8	Beton sau zidărie pe nisip îmbibat cu apă	0,45
9	Gabion pe gabion	0,70
10	Căsoaie de lemn pe anrocamente	0,58—0,60
11	Căsoaie de lemn pe nisip uscat	0,45
12	Căsoaie de lemn pe nisip în apă	0,35
13	Căsoaie de lemn pe pămînt argilos îmbibat cu apă	0,25

Coeficienții de siguranță la lunecare se iau din tabelul IX.5.

Cînd va fi necesar se va recurge și la ziduri de sprijin cu talpa înclinată. Unghiul de înclinare nu va fi mai mare de 8°. Se verifică presiunile pe teren știind că acesta nu poate prelua decît compresiuni.

Tabelul IX.5

Coeficienții de siguranță la lunecare a zidurilor de sprijin

Clasa de încadrare a construcției	I	II	III	IV	V
Coeficienții de siguranță	1,15	1,12	1,10	1,05	1,05

În cazul unor înălțimi mari ale zidurilor de dirijare pentru micșorarea împingerii pămîntului se va întrebuința ca umplutură un teren cu un unghi de frecare interioară mare (bolovani, piatră brută, pietriș).

Culeele și zidurile de dirijare vor avea forme care să prezinte un minimum de rezistență curgerii apei, cu suprafețe racordate lin la maluri, dacă este posibil cu suprafețe riglate.

Pilele și culeele, pe porțiunile circulabile sau pe care sînt instalate paserele, poduri, mecanisme sau instalații diverse, sînt la cote insubmersibile, verificate la debitele excepționale.

Pentru lungirea drumului de infiltrație al apei care ocolește barajul, dacă este cazul, culeele au aripile prelungite sau sînt prevăzute cu pereți verticali transversali. Dacă aceste măsuri nu sînt suficiente se execută ecrane impermeabile pe unul sau pe ambele maluri, în funcție de natura terenului.

4.2.7. **Avanradierul și pereții de palplanșe.** 4.2.7.1. *Avanradiere.* La barajele de derivație, avanradierul are ca scop lungirea căilor de infiltrație a apei, micșorarea debitului pierdut prin infiltrație, reducerea presiunilor de infiltrație asupra construcțiilor și micșorarea gradientului hidraulic I.

Sufozia mecanică depinde în mare măsură de gradul de neomogenitate al pămîntului caracterizat de:

$$u = \frac{d_{60}}{d_{10}}, \tag{IX.87}$$

în care d_{60} este diametrul corespunzător la 60% din curba granulometrică iar d_{10} corespunde la 10% din curba granulometrică.

În graficul din fig. IX.55 sînt arătați gradienții periculoși și nepericuloși ai terenurilor în funcție de u și I. Se recomandă ca valoarea lui I obținută din grafic să se ia de 1,50—2,00 ori mai mică.

Gradientul hidraulic, în cazul retenției, are valoarea:

$$I = \frac{\Delta H}{L}, \tag{IX.88}$$

în care ΔH este diferența de presiune dintre bieful amonte și bieful aval, iar L este lungimea drumului de infiltrație a apei.

La un anumit gradient hidraulic și în funcție de coeficientul de uniformitate a pămîntului se poate produce sufozia mecanică (fizică) a particulelor fine din terenuri, antrenate spre aval, sau dizolvarea anumitor componenți chimici ai terenului de bază (sufozia chimică) cu consecințe uneori foarte grave asupra stabilității construcțiilor.

Sufozia chimică se întîlnește rar în terenurile nestîncoase. Poate apărea în terenurile stîncoase care conțin ghips, calcar, sare gemă etc., unde se pot forma caverne.

Sufozia mecanică se produce numai în terenuri necoezive sau puțin coezive (pietrișuri, nisipuri etc.), cu un grad accentuat de neomogenitate. Din graficul fig. IX.55 se vede că sufozia începe la gradienți cu atît mai mici cu cît neomogenitatea este mai mare.

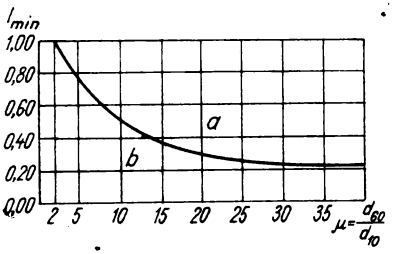


Fig. IX.55. Zonele gradienților periculoși *a* și nepericuloși *b* la sufozia mecanică.

La baraje, zona cea mai periculoasă, din punctul de vedere al efectelor produse de infiltrație (sufozia și ridicarea), este zona din bieful aval, unde ies apele de infiltrație la suprafață, capătul aval al disipatorului de energie.

Pentru un calcul preliminar al dimensiunilor conturului subteran al barajelor de joasă cădere, în funcție de efectele defavorabile ale infiltrației, se poate folosi procedeul lui Lane.

Lungimea conturului subteran (L_0) se recomandă să fie :

$$L_0 \geqslant C_0 \Delta H, \qquad \text{(IX.89)}$$

în care : C_0 este un coeficient în funcție de natura terenului luat din tabelul IX.6 ;
ΔH — diferența de presiune amonte-aval.

Tabelul IX.6

Coeficienții C_0 pentru determinarea lungimii conturului subteran al barajelor

Nr. crt.	Denumirea terenului de fundație	C_0
1	Nisip foarte fin, nămol	8,50
2	Nisip fin	7,00
3	Nisip de mărime mijlocie	6,00
4	Nisip grosier	5,00
5	Pietriș mic	4,00
6	Pietriș de dimensiune mijlocie	3,50
7	Pietriș mare cu bolovăniș	3,00
8	Argilă moale	3,00
9	Bolovani cu pietriș	2,50
10	Argilă cu compactitate mijlocie	2,00
11	Argilă compactă	1,80
12	Argilă foarte compactă	1,60

Lungimea părților verticale ale conturului se echivalează cu de 3 ori aceeași lungime pe orizontală:

$$L_0 = L_1 + 3L_2, \qquad \text{(IX.90)}$$

în care : L_1 este lungimea părților orizontale ale conturului sau a porțiunilor a căror înclinare formează cu orizontala un unghi mai mic de 45° ;

L_2 — lungimea părților verticale sau a celor înclinate, avînd un unghi mai mare de 45° cu orizontala.

În cazul în care la ieșirea curenților de sub baraj este prevăzut un filtru invers și sub baraj sînt prevăzuți pereți de palplanșe, coeficienții C_0 se reduc cu 30 %.

Avanradierul trebuie să fie executat dintr-un material impermeabil care să nu-și schimbe caracteristicile în timp și să fie elastic, într-o anumită măsură.

Materialele folosite sînt : argila, argila nisipoasă, turba, betonul argilos și betonul armat.

a) Avanradierul de argilă. Argila folosită trebuie să aibă coeficientul de permeabilitate k de maximum 10^{-8} și se așază în straturi de 10—15 cm, bine omogenizate și compactate.

Gradientul admisibil pentru argilă $I_a = 4 \ldots 6$.

Grosimea radierului d trebuie să aibă valoarea :

$$d = \frac{\Delta H}{I_a}, \tag{IX.91}$$

dedusă din diagrama presiunii de infiltrație.

Avanradierul executat din argilă nisipoasă este mai gros cu 20—30 % decît cel executat din argilă.

Avanradierul se protejează contra eventualelor crăpături care ar putea apărea din cauza uscăciunii, pînă la acoperirea cu apă, cu un strat de pămînt local, de preferat cu granulozitate mare. Pentru perioada după darea în exploatare, în apropiere de deversorul barajului, avanradierul se protejează împotriva eroziunii cu pereu din piatră brută sau plăci de beton.

Se va da o atenție deosebită legăturii dintre avanradier și deversor, pentru a împiedica infiltrarea apei. Deversorul va avea în acest loc o suprafață înclinată pe care se va așeza avanradierul, iar acesta va avea o secțiune care se îngroașă din amonte spre aval.

b) Avanradierele de turbă. Acestea sînt mai puțin eficiente avînd o permeabilitate mai mare și cu posibilitate de control mai redusă în privința omogenității lor.

Se folosește turbă cu peste 50 % grad de descompunere și 80—85 % umiditate. Grosimea avanradierului este cu cel puțin 50 % mai mare decît în cazul argilei.

c) Avanradierul de beton argilos. Acesta este un amestec artificial de argilă (20—25 %), nisip (35—40 %) și pietriș (35—40 %).

d) Avanradierul de beton armat. Se execută cînd nu se găsesc materiale naturale în apropiere sau cînd este necesară și contribuția avanradierului pentru asigurarea stabilității barajului.

Rezistența la alunecare a avanradierului de beton armat este :

$$R_a \approx 0{,}80\, f\,(P_a - N_a + G_a), \tag{IX.92}$$

în care : f este coeficientul de frecare pe terenul de fundație ;

P_a — presiunea apei exercitată pe suprafața superioară a avanradierului ;

N_a — subpresiunea apei ;

G_a — greutatea avanradierului, inclusiv stratul de protecție.

Rostul dintre avanradier și baraj trebuie să fie flexibil și se execută cu mixtură de asfalt armată.

Grosimea radierului de beton d trebuie să îndeplinească condiția:

$$N_a \leqslant (\gamma_b - 1)\, d, \qquad \text{(IX.93)}$$

în care: γ_b este greutatea specifică a betonului;
N_a — valoarea subpresiunii.

4.2.7.2. *Pereți de palplanșe.* Se pot executa atît în amonte cît și în aval de baraj. Peretele amonte are o eficacitate mare pentru micșorarea subpresiunii și pierderilor de infiltrație.

Peretele aval dă o siguranță în plus contra afuierilor, reduce efectele sufoziei și previne refularea terenului de fundație.

Adîncimea de batere a peretelui de palplanșe va fi determinată printr-un calcul de infiltrație.

Adîncimea de batere a palplanșelor va fi de minimum 2,50—3,00 și minimum (1,00—1,20) H; H fiind înălțimea apei în amonte de baraj.

Se folosesc palplanșe de lemn, de beton armat și palplanșe metalice.

a) Palplanșe de lemn. Acestea se folosesc frecvent în terenurile nisipoase, nisipuri argiloase, argile nisipoase, cu o adîncime de batere de 6—7 m. Grosimea lor nu depășește de obicei 22 cm (minimum 8 cm), cu lambă triunghiulară, dreptunghiulară etc.

b) Palplanșe metalice. Acestea se bat în majoritatea terenurilor, excepînd rocile stîncoase tari. Lungimea lor poate ajunge la 20—25 m și mai mult, cu diferite forme în secțiune, pereții executați avînd un mare grad de impermeabilitate, unele tipuri prezentînd și o mare rezistență la încovoiere.

c) Palplanșe de beton armat. Acestea nu se folosesc în bolovănișuri și stînci. Secțiunea lor este dreptunghiulară cu laturile de 10—50 cm cu lambă și uluc trapezoidal. Palplanșele pot face corp comun cu deversorul sau servesc drept cofraj acestuia și se introduc în pămînt prin batere, vibrare sau subspălare (cele de beton). Palplanșele de beton armat realizează o etanșeitate mai slabă.

La palplanșele metalice, debitul de infiltrație se recomandă a se considera de la 0,50% pînă la 1% față de cel al terenului natural iar la palplanșele de lemn de 1—2%.

Pereții de palplanșe pot fi înlocuiți, dacă este avantajos din punct de vedere tehnico-economic, cu ecrane impermeabile.

Acestea se pot executa în săpături deschise umplute cu argilă, beton argilos, beton asfaltic etc., sau prin diferite alte metode (metoda Else, piloți de beton secanți, injecții cu mortar de ciment etc.).

4.2.8. **Lucrări de regularizare.** Indicațiile date la Subcapitolul 1.5 sînt aplicabile, în general și pentru captările cu baraje de derivație.

În anumite cazuri, cînd apare mai convenabilă amplasarea prizei într-un mal convex, rîul va fi corectat (fig. IX.56) pentru dirijarea curentului la priză.

În albiile puțin stabile sînt necesare adeseori lucrări de mare amploare pentru realizarea unor condiții favorabile la priza de apă ca de exemplu în cazul schematizat din fig. IX.57.

Lungimea și înălțimea digurilor se stabilesc prin calcule tehnico-economice, ținînd seama de pagubele evitate.

4.2.9. **Construcții anexe.** La majoritatea captărilor cu baraj, pentru asigurarea exploatării lor este necesar un personal permanent.

La captările din munți, unde plutitorii sînt foarte rari, se poate admite o supraveghere periodică.

La captările cu baraj deversor, construcțiile anexe se reduc la adăpostul necesar personalului de deservire. Cînd acesta este depărtat de centre locuite, se prevăd locuințe

familiale pentru personalul de exploatare. Cînd distanţa este redusă se prevede un simplu adăpost contra intemperiilor.

La barajele cu stavile la care instalaţiile hidromecanice necesită în majoritatea cazurilor surse de energie electrică, personalul devine mai numeros şi apar construcţii suplimentare pentru adăpostirea lor şi a instalaţiilor electrice necesare.

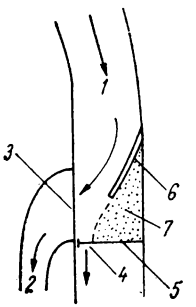


Fig. IX. 56. Dirijarea curentului apei la o priză amplasată pe un mal convex :
1 — riu; *2* — canal; *3* — pragul prizei de apă; *4* — deschideri de spălare; *5* — baraj deversor; *6* — dig de dirijare; *7* — depunere de aluviuni.

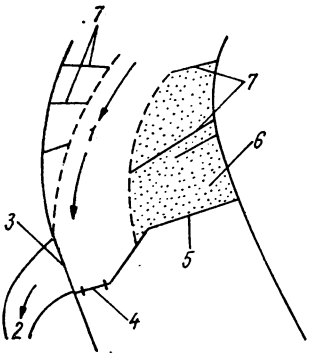


Fig. IX. 57. Realizarea artificială a unei concavităţi la priză într-o albie divagantă :
1 — riu; *2* — canal; *3* — pragul prizei de apă; *4* — deschideri de spălare; *5* — baraj deversor; *6* — depunere de aluviuni; *7* — epiuri.

În cazul în care lîngă baraj se află şi o staţie de pompare şi eventual o staţie de tratare a apei, construcţiile se pot uneori comasa, pentru reducerea investiţiei.

În principiu este necesară asigurarea iluminării electrice a captărilor pentru asigurarea exploatării în bune condiţii şi în timpul nopţilor, cînd sînt viituri, sau iarna, cînd intervenţiile sînt frecvente şi lipsa de vizibilitate poate stînjeni exploatarea.

4.3. CAPTĂRI CU BARAJ DEVERSOR ŞI PRIZĂ ÎN CULEE SAU ÎN PILE

Aceste tipuri de captări se utilizează în mod curent în regiunile de şes şi deal (fig. IX.29).

În regiunile de munte se utilizează mai rar numai în cazul în care nu există pericolul blocării stavilelor de spălare, din corpul deversorului, cu aluviuni grosiere (bolovani, stînci etc.).

În corpul deversorului se recomandă să se prevadă minimum două stavile pentru spălarea aluviunilor din faţa prizei.

Dimensionarea prizei de apă (a ferestrelor) ca şi măsurile necesare pentru a i se asigura buna funcţionare s-au arătat la Subcap. 4.2.

În timpul apelor mici, stavilele vor fi închise la nevoie pentru a se asigura nivelul necesar captării apei.

Se recomandă ca stavilele să aibă o clapetă coborîtoare la partea superioară sau să fie duble, pentru a permite evacuarea spre aval a plutitorilor, zaiului și gheșurilor, în timpul apelor mici.

Se ține seamă că stavilele asigură o bună spălare a aluviunilor în amonte, pînă la o distanță egală cu frontul lor sau cel mult dublă.

Stavilele din corpul deversorului vor fi așezate cît mai aproape de priză.

Acest tip de captare necesită prezența permanentă a personalului de exploatare.

4.4. CAPTĂRI CU BARAJ DEVERSOR ȘI PRIZA PE CORONAMENT

La rîurile de munte, avînd pantă mai mare de 1% și aluviuni grosiere (maximum 25% granule cu $d < 6$ mm), se recomandă folosirea captărilor cu priză pe coronament, captările (prizele) tiroleze (fig. IX.58).

La rîurile în care predomină nisipurile și pietrișul mărunt nu se utilizează aceste captări.

În cazul existenței unei mari cantități de plutitori, care nu pot fi derivați sau opriți înainte de sosirea la priză, se va produce înfundarea frecventă a grătarelor.

La bazinele hidrografice cu vegetație săracă, îndeosebi în zona alpină, rîurile au plutitori puțini, din care cauză, funcționarea acestor captări se face în bune condiții cu minimum de întreținere, fără a necesita prezența permanentă a omului.

În afară de priza de pe coronament, denumită și priză de vară, care în timpul iernii din cauza înghețului, nu funcționează în bune condiții, se mai utilizează, pentru perioada de iarnă, așa numita *priză de iarnă*, amplasată în una din culee sau pile (fig. IX.58 și IX.59).

Priza de iarnă dă rezultate bune numai dacă se creează posibilitatea spălării hidraulice gravitaționale a aluviunilor din față (ceea ce este cazul prizei din fig. IX.59, cu funcționarea bună iarna). Priza de iarnă trebuie să aibă partea superioară a ferestrelor cu minimum 10 cm sub podul de gheață care s-ar putea forma și o acoperire de apă de minimum 20 cm.

Priza de pe coronamentul deversorului trebuie să fie cu minimum 20 cm sub cota maximă a deversorului.

În cazul în care este posibilă formarea unui pod de gheață, priza va trebui să fie suficient de coborîtă pentru ca viteza apei la trecerea între grătar și podul de gheață să fie mai mică decît viteza de intrare prin grătare.

Grătarele prizei de apă vor avea o înclinare de 1/5—1/10 spre aval, pentru a permite trecerea ușoară a aluviunilor și o curățire hidraulică permanentă, bună.

O înclinare mai mare nu este recomandabilă, fiind posibilă în acest caz desprinderea lamei deversante de pe grătar și deci micșorarea debitului captat.

Grătarele trebuie să aibă posibilitatea să fie scoase din locașul lor pentru curățire sau reparație.

Grătarele acoperă o galerie de captare, cu pantă pronunțată în lungul deversorului, dimensionată pentru a transporta granulele maxime intrate prin grătar.

Apa cu aluviunile grosiere pe care le captează este condusă într-un deznisipator, la care spălarea aluviunilor reținute trebuie să fie asigurată în condiții foarte bune pentru a nu permite intrarea lor în instalațiile pentru transportul apei.

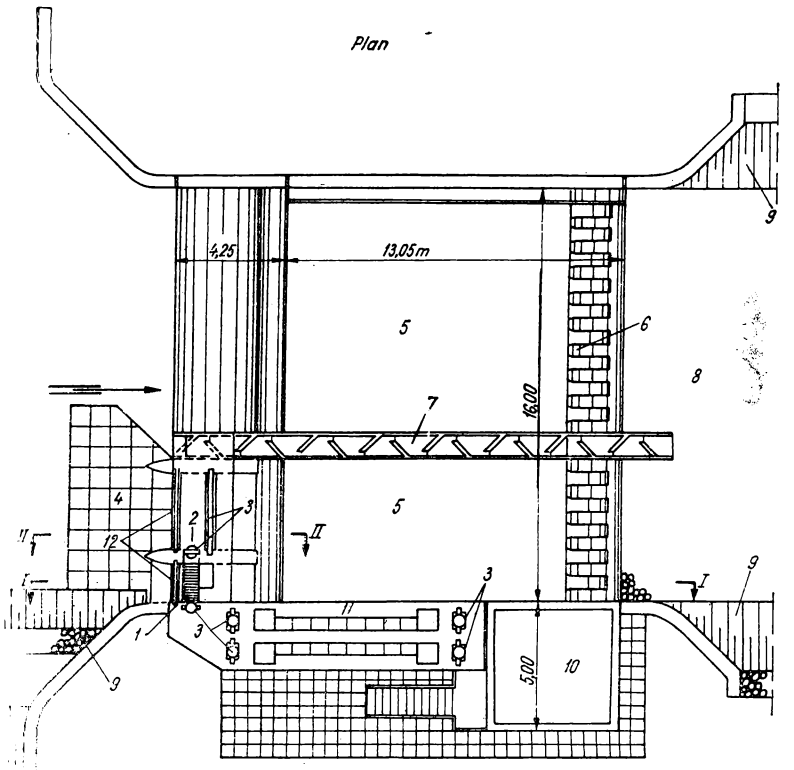
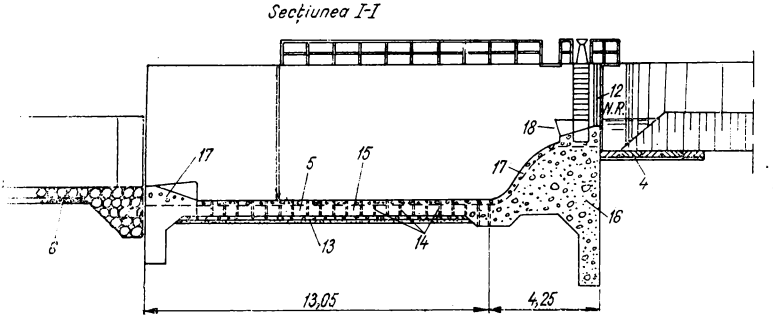
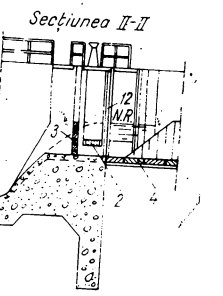


Fig. IX.58. Captare cu baraj și priză pe coronament pe rîul Șuior (proiect I.P.A.C.H.);

1 — priză pe coronament; *2* — priză de iarnă; *3* — stăvilare; *4* — avanradier; *5* — disipator de energie; *6* — dinți disipatori de energie; *7* — scară de pești; *8* — risbermă din anrocamente de piatră brută; *9* — apărare de mal cu pereu; *10* — stație de pompare; *11* — deznisipator; *12* — batardou pentru reparații; *13* — filtru invers; *14* — tuburi pentru micșorarea subpresiunii; *15* — beton armat; *16* — beton simplu; *17* — beton armat B 300 cu agregate tari; *18* — stavilă clapet pentru ridicarea nivelului la priză.





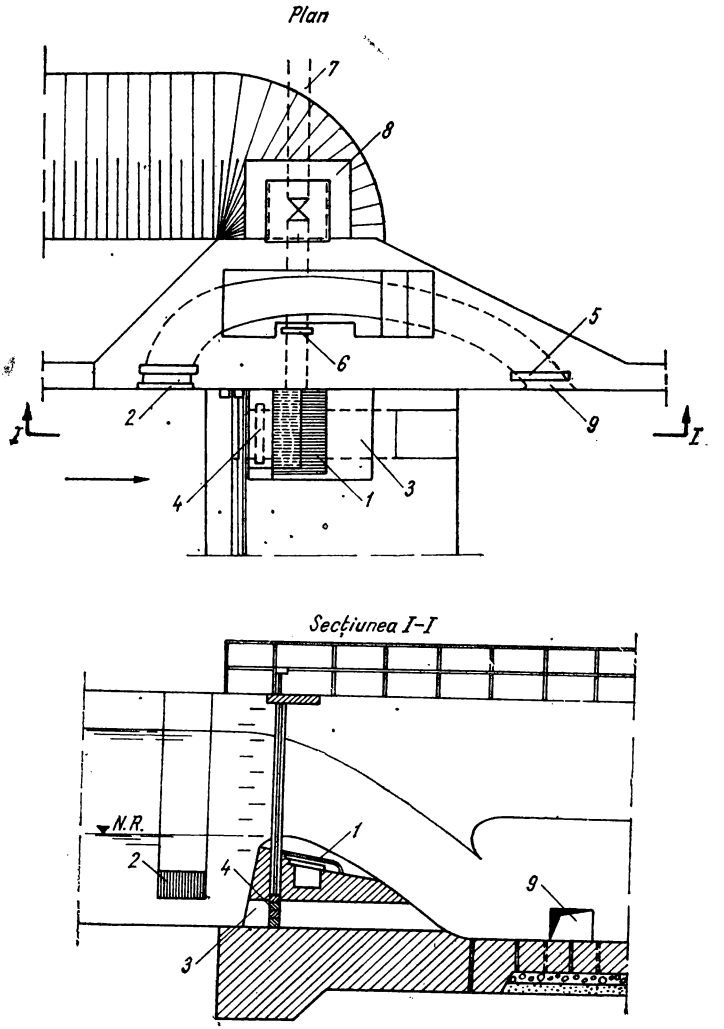


Fig. IX. 59. **Captare** cu baraj deversor, priză pe coronament și galerie de spălare pe rîul Ghimbavul Mare (proiect I.P.A.C.H.):

1 — priză de vară; *2* — priză de iarnă; *3* — galerie de spălare; *4* — stavila galeriei de spălare; *5* — stavilă canal de spălare; *6* — stavilă pe canal de admisie; *7* — conductă de aducțiune; *8* — cămin de vane; *9* — canal de spălare.

Lumina grătarelor depinde de condițiile locale, de granulometria aluviunilor, de posibilitățile de îndepărtare a celor captate în priză și de destinația apei captate.

Pentru condițiile din Republica Socialistă România se recomandă o lumină a grătarelor de 15—20 mm sau folosirea de tablă cu găuri rotunde avînd diametrul de 12 mm. În nici un caz lumina grătarelor nu se va coborî sub 10 mm, putînd să crească pînă la 100 mm în sectorul alpin cu pante mari ale rîului și cu foarte puține aluviuni mărunte avînd d sub 100 mm.

Barele grătarelor trebuie să fie rigide, să nu se deformeze la șocurile provocate de trecerea aluviunilor și plutitorilor, să nu se înfunde cu aluviuni și să poată fi executate cu cheltuieli reduse. Formele care se pot folosi sînt în ordinea preferinței acelea din fig. IX.34, de la *a* pînă la *f*. Forma *g* se va întrebuința numai la grătarele verticale pentru captările de mică importanță. Barele trapezoidale cu baza mare în sus se înfundă mai greu, sînt rezistente la șocuri și au o execuție mai ușoară, fiind cele mai potrivite pentru prizele de pe coronament. În timpul iernii se montează uneori grătare de lemn, pentru a nu se prinde gheața de bare. În cazul în care nivelul apei permite, grătarele metalice se acoperă cu nuiele, pe care se formează un strat de gheață protector, care împiedică contactul gheții cu grătarul, iar în cazul în care este posibilă intrarea unei mari cantități de zai în priză se prevede posibilitatea evacuării lui printr-un descărcător într-un canal, în bieful aval.

Folosirea prizei de pe coronament și în timpul iernii, prezintă greutăți la rîurile cu debite mici, deoarece zaiul și gheața le înfundă.

Pentru a îmbunătăți folosirea prizei de pe coronament în timpul iernii, se poate prevedea o stavilă în aval de grătar (fig. IX.60). Această stavilă este închisă în timpul apelor mici, ridicînd nivelul apei deasupra grătarelor și permițînd trecerea ușoară a gheții mărunte și a zaiului spre aval. La această manevră se poate recurge și pentru evacuarea altor plutitori, la niveluri scăzute.

Stavila poate să fie plană (mișcîndu-se pe ghidaje verticale), sau clapetă, rotindu-se spre aval, în jurul unui ax fixat la partea inferioară și avînd o comportare în exploatare mai bună.

La folosirea stavilei aval de priza de pe coronament, grătarul va fi la minimum 50 cm sub coronamentul deversorului, iar partea superioară a stavilei la minimum 10 cm sub coronament.

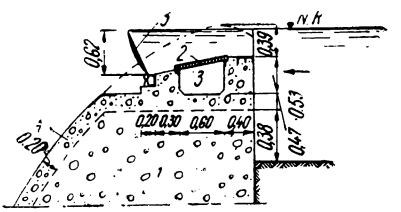


Fig. IX.60. Stavilă clapetă la priza de pe coronamentul deversorului (proiect I.P.A.C.H.):

1 — baraj deversor; *2* — grătarul prizei de pe coronament; *3* — galerie de captare; *4* — beton de uzură B 300 cu agregate tari; *5* — stavilă clapetă.

Un tip perfecționat de captare, are o priză de vară pe coronamentul deversorului, cu stavilă aval, o deschidere de spălare comandată de o stavilă în corpul deversorului și o priză de iarnă laterală în pilă sub nivelul de îngheț (v. fig. IX.58). În timpul viiturilor, stavila din corpul deversorului este ridicată. Captarea cu priză sub coronamentul deversorului încearcă să înlăture inconvenientul prizei de pe coronament, luînd o apă mai de adîncime, excluzînd înfundarea grătarelor cu aluviuni care sînt evacuate cu ajutorul unei stavile, care comandă o deschidere practicată sub fereastra prizei de apă (fig. IX.61).

Aceste captări sînt situate de obicei în locuri izolate pe rîuri de munte cu aluviuni grosiere și supuse la șocuri puternice. Din această cauză, ele trebuie construite cît mai robuste, rezistente la șocuri, funcționînd cu minimum de intervenție din partea omului.

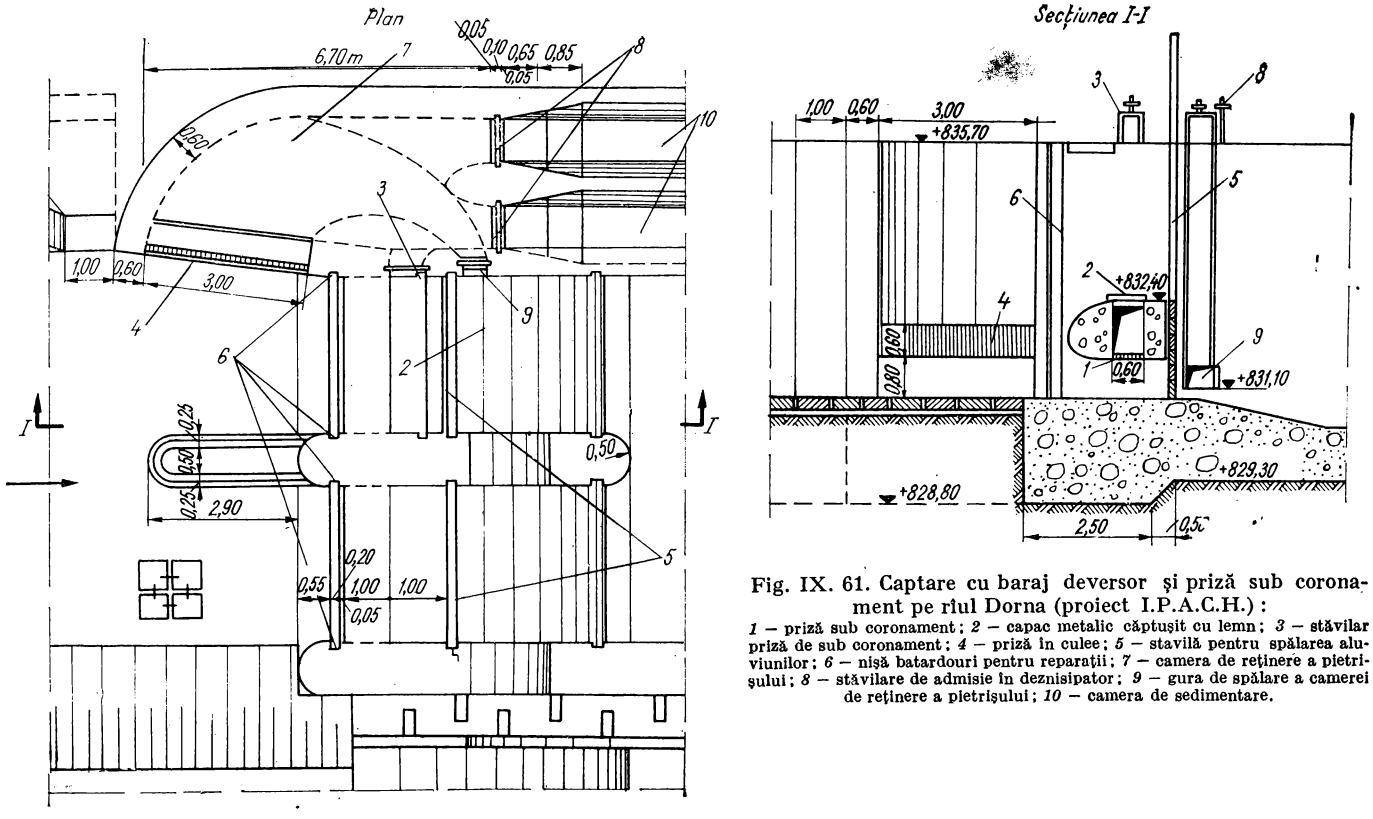


Fig. IX. 61. Captare cu baraj deversor și priză sub coronament pe rîul Dorna (proiect I.P.A.C.H.):

1 — priză sub coronament; *2* — capac metalic căptușit cu lemn; *3* — stăvilar priză de sub coronament; *4* — priză în culee; *5* — stavilă pentru spălarea aluviunilor; *6* — nișă batardouri pentru reparații; *7* — camera de reținere a pietrișului; *8* — stăvilare de admisie în deznisipator; *9* — gura de spălare a camerei de reținere a pietrișului; *10* — camera de sedimentare.

Pentru a se micșora cantitatea de aluviuni intrată în priză se folosesc uneori și captatori de pietriș (fig. IX.62).

Captatorul de pietriș este o galerie de captare situată tot pe coronamentul deversorului imediat în amonte de priză, acoperită cu un grătar avînd interspațiile mai mari de 2,5—3,0 ori decît ale grătarului prizei.

Apa cu aluviuni, înainte de a ajunge la priză trece peste captatorul de pietriș, în care cad aluviunile mai mici decît lumina grătarului acestuia, astfel că pe grătarul prizei ajung aproape numai aluviuni mai mari decît lumina barelor acestuia.

În acest fel, cantitatea de aluviuni intrată în priză se reduce cu 80—90%.

Se recomandă folosirea captatorului de pietriș la rîurile al căror debit permite funcționarea simultană a prizei și captatorului de pietriș, în majoritatea timpului.

Aluviunile oprite în captator sînt evacuate spre aval prin galeriile practicate în deversor, sau în culee, cu debitul corespunzător de apă.

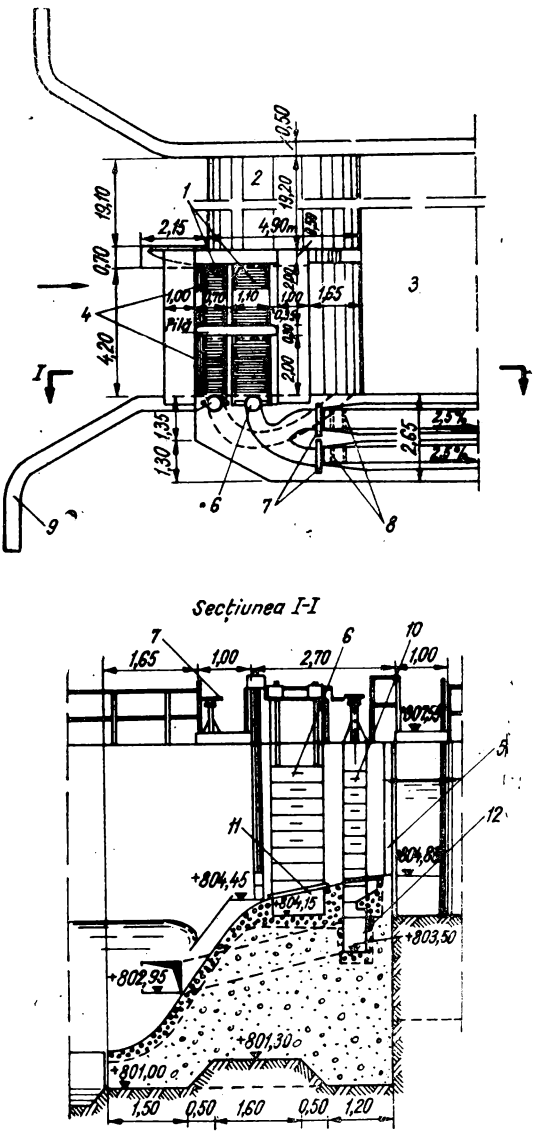


Fig. IX. 62. Captare cu baraj și priză cu captator de pietriș pe coronamentul deversorului (proiect I.P.A.C.H.):

1 — grătarul prizei de apă; *2* — baraj deversor; *3* — disipator de energie; *4* — grătarul captatorului de pietriș; *5* — nișe batardou; *6* — stăvilar pentru accesul apei în deznisipator; *7* — stăvilare pentru accesul apei în camera de sedimentare; *8* — grătare de liniștire; *9* — zid de dirijare; *10* — stavila pentru spălarea galeriei captatoare de pietriș; *11* — stăvilar pentru ridicarea nivelului apei la priză; *12* — galerie captatoare de pietriș.

4.5. ECHIPAMENTUL MECANIC AL BARAJELOR DE DERIVAȚIE

4.5.1. **Generalități.** Dispozitivele care comandă închiderea și deschiderea fronturilor orificiilor de evacuare a apelor, plutitorilor, gheșurilor și zaiului spre aval, ca și pentru captarea apei, inclusiv asigurarea unor anumite niveluri de apă, formează echipamentul mecanic al captărilor. Cele mai importante sînt stavilele, batardourile și grătarele, cu mecanismele și utilajele necesare manevrărilor.

Grătarele au fost arătate la § 4.2.2.

Aici se prezintă principalele tipuri de stavile care intră în componența barajelor de derivație.

În componența unei stavile intră : stavila propriu-zisă (mobilă), elementele de reazem și ghidaj și mecanismele de acționare.

4.5.2. **Clasificarea stavilelor.** În continuare se dau principalele clasificări ale stavilelor.

4.5.2.1. *Clasificarea stavilelor în funcție de orificiile pe care le comandă* :

— stavilele de suprafață (deversoare), care comandă închiderea părților deversante ;

— stavilele de adîncime (vane), care comandă închiderea orificiilor de adîncime.

În această secțiune se vor trata stavilele de suprafață, frecvente și specifice, necesare în lucrările de captare.

4.5.2.2 *Clasificarea stavilelor în funcție de modul de transmitere a împingerilor pe care le suportă* :

— stavile care transmit împingerea apei pilelor și culeelor, lucrînd ca o grindă simplu rezemată ;

— stavile care transmit împingerea apei radierului barajului lucrînd ca grinzi în consolă ;

— stavile care transmit împingerea apei atît pilelor și culeelor cît și radierului.

Pentru fiecare grup, stavilele diferă și după modul lor de mișcare și anume : cu mișcare de translație, cu mișcare de rotație, cu mișcare de rostogolire, plutitoare și combinate.

Tipurile de stavile care transmit împingerea apei pilelor și culeelor pot fi : stavile plane și batardouri, stavile segment și stavile cilindrice.

Tipurile de stavile care transmit împingerea apei asupra radierului pot fi :

— stavile sector, avînd axul de articulație pe radier, amplasat aval sau amonte ;

— stavile acoperiș (ferme hidraulice) formate din două panouri avînd axele de articulație așezate orizontal pe radier ;

— clapete basculante echilibrate hidraulic ;

— stavile cu contrafișe demontabile și plutitoare ;

— stavile cu ferme rotative (folosite foarte rar) ;

— clapete lenticulare.

Tipurile de stavile care transmit împingerea atît pilelor și culeelor cît și radierului pot fi : stavile plane cu panouri sau storuri și stavile plutitoare.

Din toate tipurile de stăvilare enumerate mai înainte se folosesc curent acele care transmit împingerea apei pilelor și culeelor.

4.5.2.3. *Clasificarea stavilelor după destinația lor* :

— stavile principale pentru exploatare ;

— stavile de reparații și de avarii, dublînd stavilele principale.

4.5.3. **Forțele care acționează asupra stavilelor.** Forțele care acționează asupra stavilelor sînt la fel cu acelea arătate pentru calculul deversoarelor cu unele adăugări specifice :

Sarcini statice : presiunea apei (forță fundamentală) ; presiunea aluviunilor (dacă se formează în fața stavilei) ; greutatea stavilelor (care se determină uneori cu ajutorul unor formule empirice) ; forțe provocate de variațiile de temperatură.

Sarcini dinamice : presiunea valurilor ; presiunea apei datorită vibrațiilor seismice, cînd este impusă de prevederi din standarde ; presiunea hidrodinamică a apei ; presiunea dinamică a gheții ; presiunea vîntului cînd stavila este ridicată deasupra apei.

Formula indicată pentru calculul presiunii vîntului este :

$$p_v = kq, \tag{IX.94}$$

în care : q este presiunea hidrodinamică a vîntului, în kgf/m² :

$$q = \frac{v^2}{16}; \tag{IX.95}$$

v — viteza vîntului, în m/s. De obicei se consideră o valoare acoperitoare pentru $q = 100$ kgf/m² ;

k — un coeficient dinamic care se ia ca valoare 2,00 pentru stavilele plane segment și cilindrice cu cioc și 1,50 pentru stavilele cilindrice fără cioc.

Presiuni hidrodinamice ale apei și intrarea în vibrații a stavilelor au loc atunci cînd stavila este deschisă parțial.

Presiunea apei acționînd asupra unei stavile deschise își micșorează valoarea din cauza pierderilor de sarcină la scurgerea apei pînă la maximum 13% cînd stavila este deschisă pe jumătate. Practic, acest efect dinamic nu se ia în considerație.

La deversarea peste o stavilă se poate forma vacuum între lama de apă și partea superioară a stavilei, care este supusă sucțiunii și vibrațiilor. Pentru evitarea acestor solicitări se dă părții superioare a stavilei o formă hidrodinamică corespunzătoare.

Același fenomen se întîmplă și la partea inferioară a stavilei, și se dă și acesteia o formă hidrodinamică, evitîndu-se parțial efectul de sucțiune, care sporește rezistența la ridicare. Rezultate mulțumitoare se obțin cu suprafețe de rezemare înguste și teșite.

4.5.4. **Stavile plane.** 4.5.4.1. *Generalități.* Stavila plană de lemn sau de metal se mișcă în direcție verticală în nișele pilelor sau a culeelor (fig. IX.63).

Stavilele de metal sînt în general alcătuite dintr-un schelet de grinzi acoperit cu o căptușeală de lemn sau din tablă de oțel. Scheletul de grinzi se compune din grinzile principale și auxiliare și din montanții verticali sau din antretoaze.

După felul elementelor de reazem și de ghidaj ale stavilei se deosebesc următoarele tipuri :

— stavile alunecătoare, cînd presiunea apei se transmite direct elementelor de reazem ;

— stavile cu roți, cînd presiunea apei se transmite elementelor de reazem, prin intermediul unor roți fixate de stavile și care se rostogolesc în nișele pilelor ;

— stavile pe role (tip Stoney), care folosesc pentru ridicare role legate într-un cărucior special, independent de stavilă (fig. IX.64) ;

— stavile pe șenile, cînd presiunea se transmite asupra unor role care se deplasează pe un lanț fără sfîrșit (șenilă).

Stavilele plane se folosesc în general la deschideri deversoare pînă la 40—50 m, iar raportul între lungimea și înălțimea lor variază obișnuit între 1 și 9.

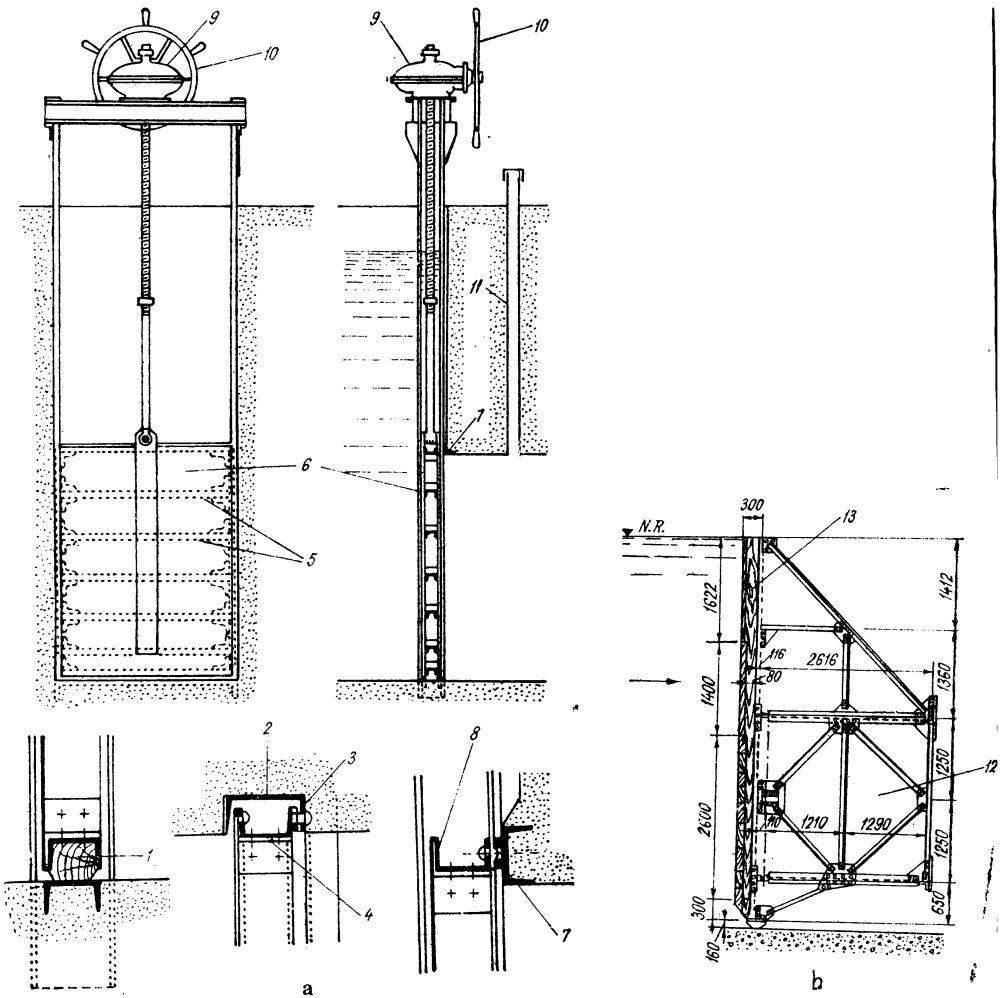


Fig. IX.63. Stavilă plană:

a — de lemn; *b* — de metal; *1* — lemn de etanșare; *2* — nișă; *3* — plan de alunecare; *4* — grindă laterală a stavilei; *5* — grinzi orizontale intermediare; *6* — îmbrăcămintea de tablă a stavilei; *7* — grinda superioară de rezemare; *8* — grinda superioară a stavilei; *9* — mecanism de acționare cu tije filetată; *10* — roată de manevră; *11* — tub de aerisire; *12* — grindă metalică; *13* — căptușeală de lemn.

Stavilele alunecătoare se folosesc la deschideri de cel mult 10 m și cu căderi de 2—8 m. O răspîndire largă au stavilele cu roți.

Adîncimea nișelor stavilelor este de 1/20—1/8 din distanța între pile.

4.5.4.2. *Greutatea stavilelor plane.* Greutatea stavilelor plane metalice se poate determina preliminar cu diferite formule, deduse din practică. O formulă generală este :

$$G = 0{,}055 \; S \sqrt{S} \; [\text{t}], \tag{IX.96}$$

în care S este suprafața luminii orificiului acoperit de stavilă, în m².

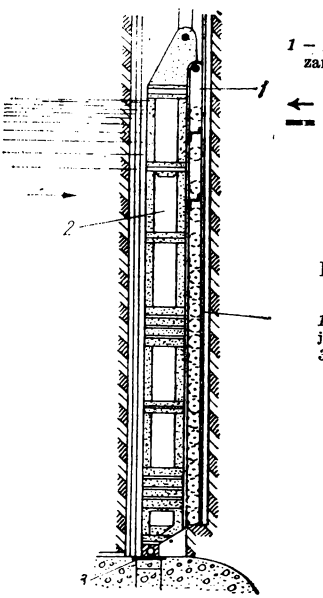
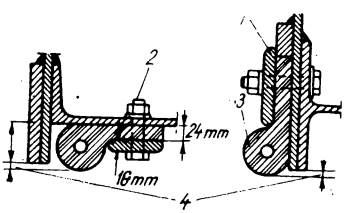


Fig. IX.64. Stavila Stoney :
1 — grindă purtătoare a rolelor ; *2* — placă de rigidizare ; *3* — prag de lemn ; *4* — căruciorul rolelor.

Fig. IX.65. Tipuri de etanșări de fund :
1 — plăcuță de 125 × 19 mm cu margini rotunjite ; *2* — buloane de bronz ∅ 19 mm cu plăcuțe ; *3* — garnitură de cauciuc ; *4* — rost de 6 mm



Pentru stavilele de suprafață (deversoare) pe roți se poate folosi formula :

$$g = 64 \; (\sqrt[3]{H_0 \, l^2} - l) \; [\text{kg/m}^2], \tag{IX.97}$$

în care H_0 este înălțimea apei peste centrul orificiului și l lățimea orificiului.

Considerînd $100 \leqslant H_0 \, l^2 < 2\,500$, g va avea valori cuprinse între 240 și 800 kgf/m².

Pentru stavilele deversoare alunecătoare :

$$g = 60 \; (\sqrt[3]{H_0 \, l^2} - 1{,}40) \quad [\text{kg/m}^2], \tag{IX.98}$$

avînd $190 < g < 700$ kg/m².

4.5.4.3. *Dispozitive de etanșare.* Se deosebesc următoarele tipuri :

E t a n ș ă r i d e f u n d (fig. IX.65), care se obișnuiește să se facă dintr-o garnitură de cauciuc pînzat de 2,50—3,00 cm grosime, de formă dreptunghiulară sau în formă de

pipă. Alte ori se folosește etanșarea sub formă de cuțit alcătuită dintr-o piesă de oțel care reazemă pe o fișie de metal moale, fixată în betonul radierului. Aceasta este foarte bună pentru evitarea vibrațiilor și vacuumului, dar cu timpul îi scade etanșeitatea.

Etanșări laterale, la care se folosește tablă de oțel flexibilă, în grosimea de 2—5 mm, fixată în partea amonte a stavilei, avînd la celălalt capăt o grindă de lemn.

Pentru a se obține o etanșeitate cît mai bună se folosesc garnituri de cauciuc sub formă de pipă, prinse de stavilă prin buloane.

4.5.4.4. *Determinarea forțelor de frecare în nișe.* Forțele de frecare depind de tipul de stavilă folosit (sistemul de rezemare în nișe).

La stavile alunecătoare, pentru micșorarea frecării în nișe, se prevăd fișii de bronz.

Efortul de ridicare este dat de formula:

$$T = f\,W, \tag{IX.99}$$

în care f este coeficientul de frecare la lunecare egal cu 0,30 pentru bronz și 0,70 pentru lemn cu fibrele așezate transversal, iar W este presiunea apei.

La stavilele cu roți, roțile se vor pune în dreptul grinzilor principale. La stavilele mici se va prevedea cîte o roată la fiecare grindă principală. La cele cu deschidere mare, pentru reducerea încărcării pe roți, se va dubla numărul lor, formînd cîte un cărucior, cu cîte două roți la fiecare grindă principală.

Pe fiecare roată se consideră că acționează un efort egal cu:

$$P = \frac{W}{n}, \tag{IX.100}$$

n fiind numărul de roți.

Pentru întreaga stavilă, efortul pentru învingerea frecării va fi dat de relația (în cazul stavilelor pe roți, fig. IX. 66, *a*):

$$T = \frac{W}{R}(fr + f_1), \tag{IX.101}$$

în care: fr este frecarea cu axul roții;

f_1 — coeficientul de frecare la rostogolire, egal cu 0,05—0,10.

Pentru reducerea frecărilor se poate recurge la roți cu rulmenți (fig. IX.66, *b*).

La stavilele pe role (fig. IX.67), încărcarea din presiunea apei se transmite la reazem printr-un cadru special. Efortul care trebuie învins se determină cu relația:

$$T = f_1 \frac{W}{R}. \tag{IX.102}$$

Comparînd cu efortul necesar în cazul unei stavile alunecătoare se observă că cel necesar stavilelor pe role este cu circa 50—100 ori mai mic.

Practic, valoarea efortului T se determină cu formula:

$$T = 0{,}10\,W. \tag{IX.103}$$

Acest tip de stavilă are dezavantajul că la ridicare parcurge un drum de 2 ori mai mare decît cadrul cu role, care rămîne în nișe și poate fi astupat cu aluviuni și plutitori (eventual cu gheață).

4.5.4.5. *Determinarea forțelor pentru manevrarea stavilelor.* La ridicarea stavilei trebuie să se învingă : greutatea stavilei G, forța de frecare T la aparatele de reazem și T_0 a etanșări și diverse alte rezistențe ce se ivesc la manevrarea stavilei, cum sînt unele de

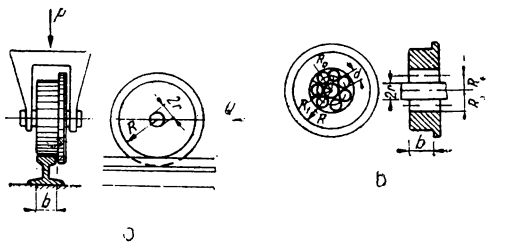


Fig. IX.66. Schiță pentru calculul : a — reazemelor pe roți ; b — reazemelor pe rulmenți.

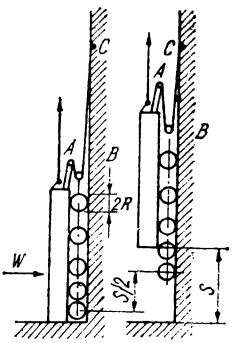


Fig. IX.67. Dispoziția schematică a stavilelor pe role.

natură hidrodinamică sau provenind din înghețarea stavilei în nișe, din rezistența opusă de sloiurile îngrămădite lîngă stavile și din presiunea aluviunilor depuse.

Efortul total pentru ridicarea stavilei se determină cu relația :

$$S = c\,(G + T + T_e - W_j - G_c)\,, \qquad \text{(IX.104)}$$

în care : W_j este subpresiunea care acționează asupra stavilei și se ia egală cu presiunea coloanei de apă pe dispozitivul de etanșare ;

G_c — mărimea contragreutății ce se folosește uneori la ridicarea stavilei ;

c — coeficientul de siguranță care are valoarea 1,25—1,50.

Efortul pentru coborîrea stavilei se determină cu relația :

$$S_1 = c'\,(T + T_e + W_j + G_c - G)\,, \qquad \text{(IX.105)}$$

în care c' este un coeficient de siguranță.

La proiectarea stavilelor se va căuta, pe cît este posibil, să se îndeplinească condiția $G > T + T_e + W_j + G_c$ pentru ca stavila să coboare singură.

Condiția de mai înainte nu se îndeplinește în general la stavilele plane lunecătoare. Valorile maxime pentru S și S_1 se obțin la rezemarea stavilei pe radier.

4.5.5. **Stavile plane duble.** Față de celelalte tipuri de stavile, stavilele plane simple au dezavantaje importante și anume :

— efortul de ridicare este proporțional cu dimensiunile în plan ale stavilei, complicînd foarte mult mecanismele și manevrarea lor;

— înălțimea pilelor este foarte mare în raport cu înălțimea stavilei, întrucît stavila trebuie ridicată astfel ca partea inferioară a ei să fie peste nivelul apelor maxime cu o gardă de minimum 50—70 cm;

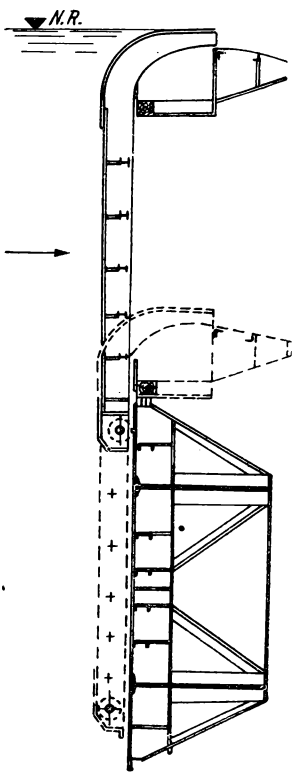


Fig. IX.68. Stavilă plană dublă.

— este dificilă regularizarea nivelului biefului amonte;

— nu permit trecerea gheței și a plutitorilor decît după ridicarea lor completă.

Pentru reducerea acestor dezavantaje s-au realizat stavilele plane duble și cele cu clapete, aceste din urmă fiind în general preferabile.

Stavilele plane duble sînt alcătuite din două panouri, cel superior avînd o formă care să permită deversarea apei peste el (fig. IX.68).

Cele mai frecvente alcătuiri ale stavilelor duble sînt următoarele:

— cu panouri, care se deplasează independent în nișe diferite; panoul inferior este pus spre aval. Aceasta prezintă dezavantajul că panoul inferior nu se poate ridica în cazul blocării cu gheață sau cu plutitori, iar vibrațiile provocate de scurgerea apei pe sub stavilă pot fi foarte mari;

— cu panoul inferior cu consolă, limitînd deplasarea panourilor unul față de altul, nișa de culisare fiind comună și ridicarea făcîndu-se succesiv;

— cu consola executată la panoul superior, sprijinindu-se cu ajutorul unor role, pe corpul inferior. Cursa panoului superior se mărește, putînd realiza o coborîre pînă la 0,40 din înălțimea totală a stavilei (v. fig. IX. 68).

Dezavantajele principale ale stavilelor duble față de cele simple sînt: costul lor sporit cu 10—20%, creșterea greutății metalului folosit cu 15—20%, complexitatea mecanismelor de ridicare și dificultățile de exploatare din cauza gheșurilor.

Se întrebuințează pentru înălțimile orificiilor de deversare mai mari de 5—6 m sau pentru deschiderile mici care spală aluviunile și descarcă plutitorii și zaiul din fața prizei de apă.

4.5.6. **Stavile plane cu clapetă.** Pentru evacuarea nivelului din bieful amonte sau pentru evacuarea plutitorilor (gheșurilor), la partea superioară a stavilelor plane se prevăd clapeți prinși cu articulații care se pot roti, în jurul unui ax orizontal (fig. IX.69).

Partea superioară a clapetelor are o formă hidrodinamică.

În fig. IX.70 se arată trei scheme de alcătuire a unor stavile plane cu clapete.

4.5.7. **Stavile segment.** 4.5.7.1. *Alcătuirea și folosirea stavilei segment.* Stavila segment diferă de o stavilă plană prin curbarea pe care o are și este compusă dintr-o rețea de grinzi și o căptușeală etanșă, ce se rotesc în jurul a două articulații prin intermediul a două brațe laterale.

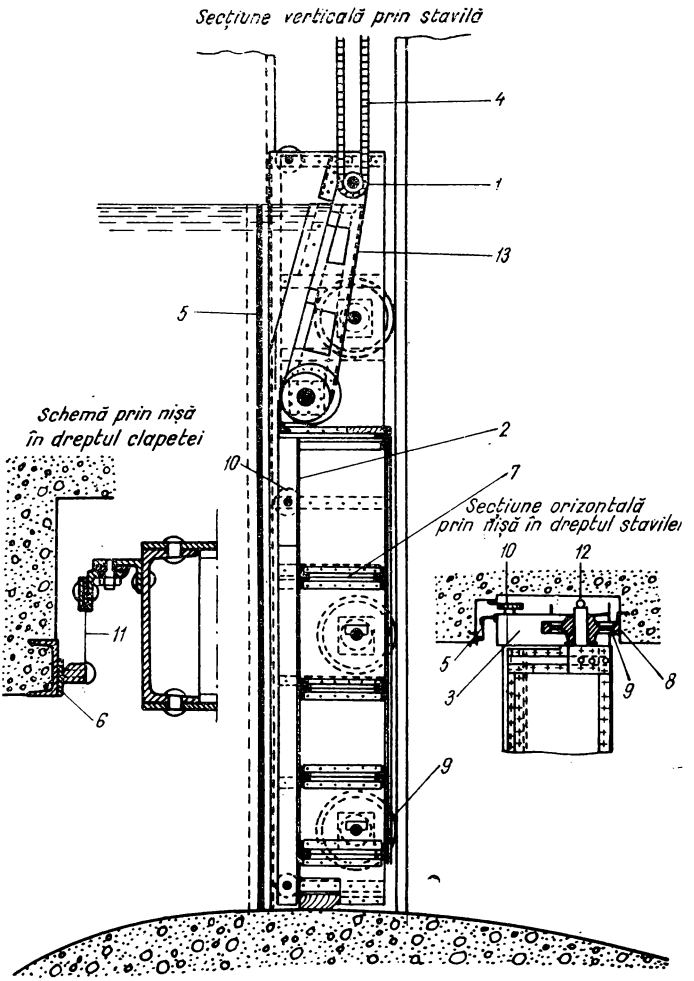


Fig. IX.69. Stavilă plană cu clapet rabatabil:

1 — ax de suspendare; *2* — îmbrăcăminte de tablă; *3* — camera rolelor; *4* — lanț Gall; *5* — etanșare laterală; *6* — tablă prelucrată; *7* — grindă prelucrată; *8* — șină de rulare; *9* — rolă; *10* — roată de conducere; *11* — tablă elastică; *12* — țeavă pentru ungerea axului; *13* — clapet rabatabil.

Împingerea apei este transmisă prin brațe în articulații. Etanșarea cu pereții verticali se realizează prin garnituri de cauciuc sub formă de pipe, care apasă pe suprafețe plane, executate din tablă de oțel inoxidabil.

Pentru etanșarea cu radierul se prevăd aceleași mijloace ca la stavilele plane.

Articulația se fixează în așa fel încît direcția rezultantei presiunii apei să treacă prin axul ei.

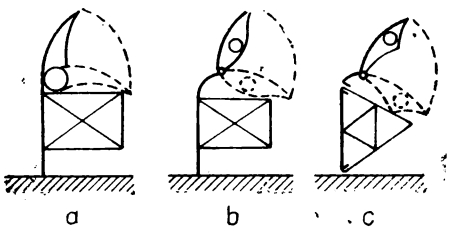
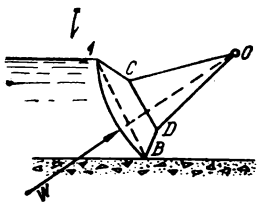


Fig. IX.70. Diferite tipuri de stavile plane cu clapeți.



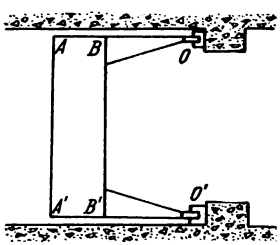


Fig. IX.71. Schema stavilei segment.

Se folosesc în special pentru acoperirea deschiderilor deversoare pînă la 36 m lungime cu o înălțime de 5—7 m. Înălțimile de la 7—10 m se folosesc pentru lungimile stavilelor pînă la 12—15 m. Suprafața ce se poate acoperi obișnuit cu o astfel de stavilă este de 240 m². Se recomandă ca poziția axului de rotație al stavilei segment să fie fixată la o cotă rar submersibilă (nivel corespunzător cel puțin asigurării de 10%).

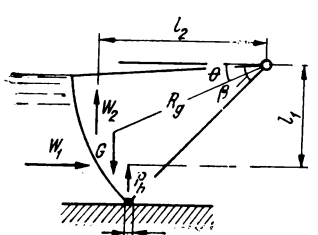


Fig. IX.72. Schema calculului stabilității pe radier a stavilei segment.

Se va urmări pe cît se poate stabilitatea stavilei pe radier în poziția închisă avînd un coeficient de siguranță $c_{st} \geqslant 1{,}25$ dat de formula (fig. IX.72):

$$c_{st} = \frac{GR_g \cos \theta + W_1 l_1}{W_2 l_2 + P_h R \cos \gamma}, \qquad \text{(IX.106)}$$

în care: G este greutatea stavilei,

W_1, W_2 — componentele presiunii apei, după orizontală, respectiv după verticală;

P_h este subpresiunea pe grinda de etanșare;
R — raza căptușelii de etanșare a stavilei față de axul de rotație;
R_g — idem, a centrului de greutate a stavilei.

Avantajele stavilei segment față de cea plană sînt: forță de ridicare micșorată; comportare mult mai bună pe timp de îngheț și față de aluvionare din cauza lipsei nișelor laterale; ridicare mult mai rapidă; pile și culee cu secțiuni orizontale mai înguste din cauza lipsei nișelor.

Dezavantajele stavilei segment sînt următoarele: nu se pot folosi ca stavile de reparație; necesită pile și culee mai lungi în plan și necesită armături în plus în pile și culee în dreptul articulațiilor.

Stavilele segment mai uzitate sînt:

— stavila segment simplă manevrată mecanic (fig. IX.73), care este folosită pentru simplitatea ei, mai ales la înălțimi de retenție mai reduse;

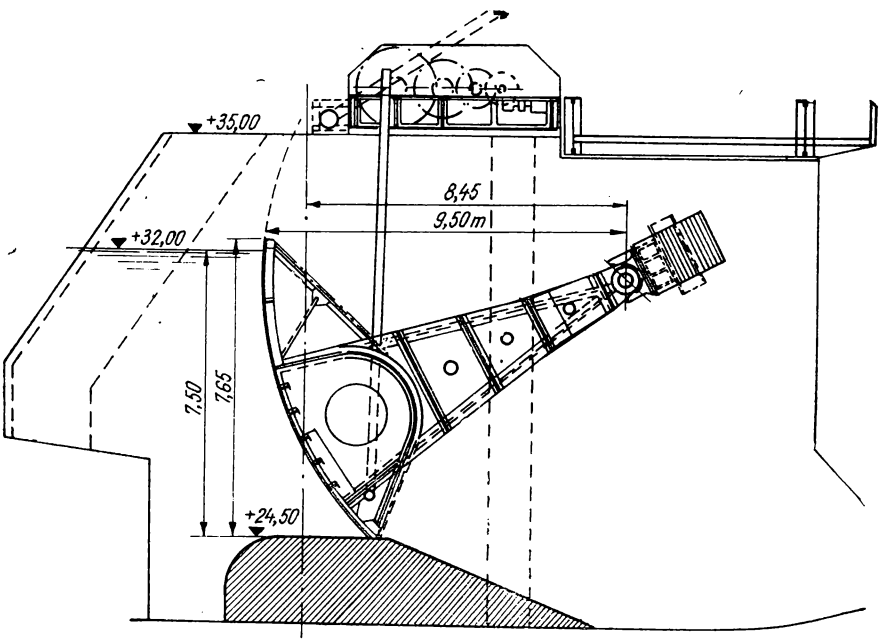


Fig. IX.73. Stavilă segment manevrată mecanic.

— stavila segment cu clapetă manevrată mecanic (fig. IX. 74), care este foarte practică și răspîndită, avînd posibilitatea să descarce în mod simplu plutitorii, inclusiv sloiurile și să regleze nivelul biefului amonte;

— stavile segment automate, la care se poate folosi și acțiunea apei, în care caz se economisesc mecanismele care uneori devin foarte complicate. Stavila este

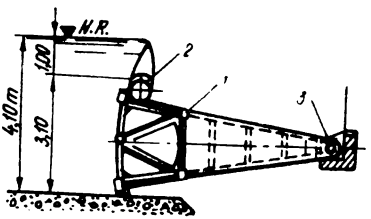


Fig. IX.74. Stavilă segment cu clapetă :
1 — stavilă ; *2* — clapet ; *3* — ax de rotație.

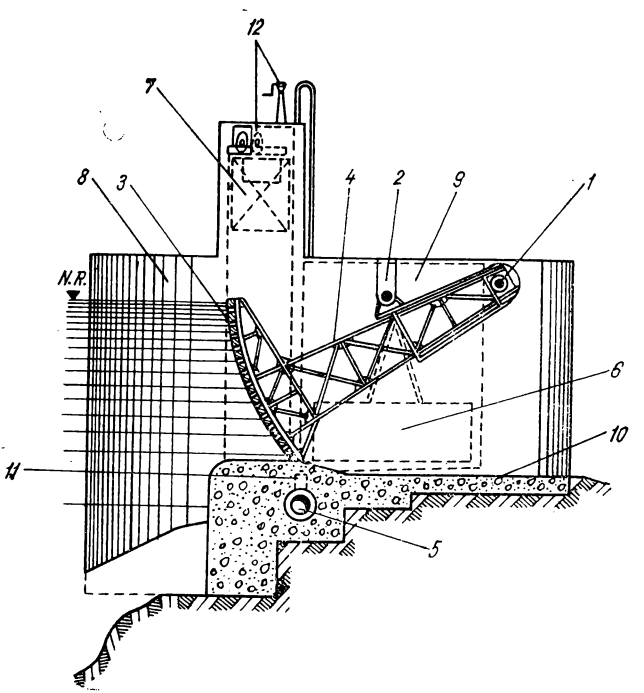


Fig. IX. 75. Stavilă segment cu contragreutate și plutitor :
1 — ax de rotație ; *2* — ax de suspendare ; *3* — îmbrăcăminte de lemn ; *4* — brațul segmentului ; *5* — conductă de umplere a puțurilor ; *6* — plutitor ; *7* — contragreutate ; *8* — pilă ; *9* — puțul plutitorului ; *10* — radier ; *11* — supapă de reglare ; *12* — mecanismul de ridicare manuală.

prevăzută în acest caz cu o contragreutate, amplasată fie pe prelungirea **brațelor, fie** într-un puț amenajat în pilă sau culee (fig. IX.75).

Forța de ridicare se realizează cu ajutorul presiunii apei ce acționează pe un plutitor.

Figura IX.29 reprezintă o captare cu baraj cu stavile segment pe rîul Someș, la Dej, prelevînd un debit de 2,50 m^3/s. Barajul este prevăzut cu 6 stavile segment de 14,50 m lungime și 2,70 m înălțime și două stavile plane, cu clapete de 5,00 m lungime și 3,00 m înălțime.

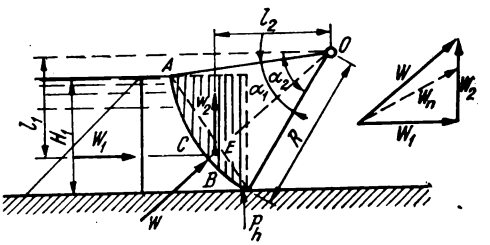


Fig. IX. 76. Împingerea hidrostatică a apei asupra stavilei segment.

4.5.7.2. *Forțele care acționează asupra stavilei segment:*

Împingerea apei care se descompune pe două direcții de acționare: pe orizontală și pe verticală (fig. IX.76):

$$W_1 = 0{,}50\,\gamma\,H_1^2\,b\,, \tag{IX.107}$$

unde: H_1 este înălțimea de apă din fața stavilei;
b — lungimea stavilei;

$$W_2 = 0{,}50\,\gamma\,R^2\left[\frac{\pi\alpha_1}{180^\circ} + 2\,\sin\alpha_1\,\cos\alpha_2 - 0{,}50\,(\sin 2\alpha_1 + \sin 2\alpha_2)\right] b\,. \tag{IX.108}$$

Componenta rezultantă:

$$W = \sqrt{W_1^2 + W_2^2}. \tag{IX.109}$$

Punctul de aplicare al rezultantei W este la $1/3\,H_1$.

Distanța pe orizontală de la punctul de aplicare al rezultantei la punctul de articulație se determină din relația:

$$W_1 l_1 - W_2 l_2 = 0\,. \tag{IX.110}$$

În cazul în care și în aval există apă, determinarea forțelor se face în mod analog înlocuind-use unghiul α cu β și H_1 cu H_2.

Greutatea proprie a stavilei segment, care pentru calcule preliminare se poate considera:

$$G = 0{,}15\, S \sqrt[4]{S} \quad [t], \tag{IX.111}$$

în care S este aria deschiderii acoperite de stavilă.

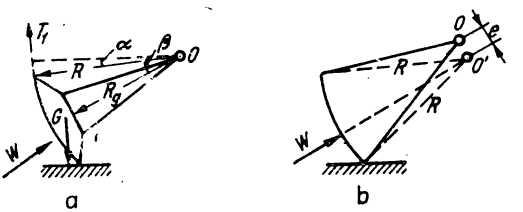


Fig. IX.77. Schemă pentru stabilirea efortului de ridicare a stavilei segment.

Împingerea aluviunilor depozitate lîngă stavile și împingerea gheții care se vor descompune ca și împingerea apei pe două direcții.

Pentru ridicarea stavilei segment, respectiv pentru rotirea în jurul punctului de articulație (fig. IX. 77, *a*), este necesar un moment exprimat prin condiția:

$$T_1 R \cos\alpha - G R_g \cos\beta - f W r = 0, \tag{IX.112}$$

în care r este raza articulației de reazem.

Neglijînd ultimul termen al ecuației de mai înainte se poate deduce efortul de ridicare:

$$T_1 = G \frac{R_g}{R} \cdot \frac{\cos\beta}{\cos\alpha}. \tag{IX.113}$$

Se observă că efortul de ridicare este mai mic decît greutatea stavilei segment, fiind unul din avantajele stavilei segment față de cea plană.

Pentru reducerea cît mai mult a efortului de ridicare se poate muta articulația, mai jos, cu mărimea e (fig. IX.77, *b*) iar relația efortului de ridicare devine:

$$T_1 = G \frac{R_g \cos\beta}{R \cos\alpha} - W \frac{e}{R \cos\beta}. \tag{IX.114}$$

Nu se recomandă să se coboare articulația prea jos întrucît aceasta provoacă un moment puternic de presare a stavilei pe radier.

În articulația stavilei segment se dezvoltă eforturi în funcție de poziția stavilei față de radier și anume :

Stavila este puțin ridicată față de radier (fig. XI.78, *a*).

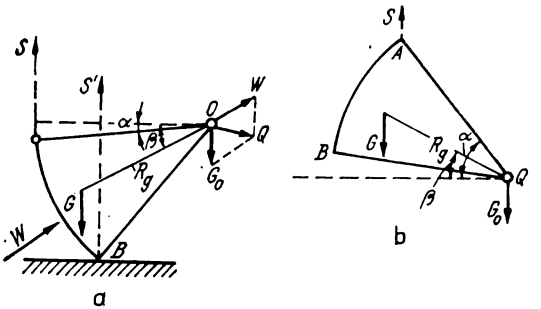


Fig. IX.78. Schemă pentru determinarea solicitărilor în articulația stavilei segment :

a — poziție puțin ridicată : *b* — poziția ridicată deasupra apei.

Efortul transmis în articulație se determină, ținînd seama de împingerea apei și de greutatea stavilei cu formula :

$$G_0 = G\left(1 - \frac{R_g \cos \beta}{R \cos \alpha}\right). \qquad \text{(IX.115)}$$

Din însumarea celor două forțe W și G_0 se obține efortul total pentru ambele articulații.

În cazul în care stavila este ridicată complet deasupra apei împingerea ei nu acționează.

Se va calcula valoarea lui G_0 ținîndu-se seama numai de greutatea stavilei și modificînd valorile unghiurilor α și β în poziția stavilei complet deschisă. Pentru calcul se va considera ipoteza în care efortul din articulație este maxim.

Efortul necesar de ridicare pentru învingerea frecării din articulație este :

$$T_0 = f \frac{Q}{\cos \alpha} \cdot \frac{r}{R}, \qquad \text{(IX. 116)}$$

unde : f este coeficientul de frecare ;

Q — este solicitarea totală în articulații provenită din presiunea apei și din greutatea stavilei ;

r — raza articulației.

Din cauza etanșărilor laterale în timpul ridicării, mai este necesar un efort care ține seama de lățimea e pe care se face această etanșare :

$$T_e = f \frac{\gamma H^2 e}{\cos \beta} \cdot \frac{R + e}{R}, \qquad \text{(IX.117)}$$

în care H este înălțimea apei în fața stavilei.

Efortul total de ridicare a stavilei va fi:

$$T = c\,(T_1 + T_0 + T_e), \qquad \text{(IX.118)}$$

unde c este un coeficient care ține seama de toate celelalte rezistențe neluate în considerare, luîndu-se egal cu 1,20—1,40.

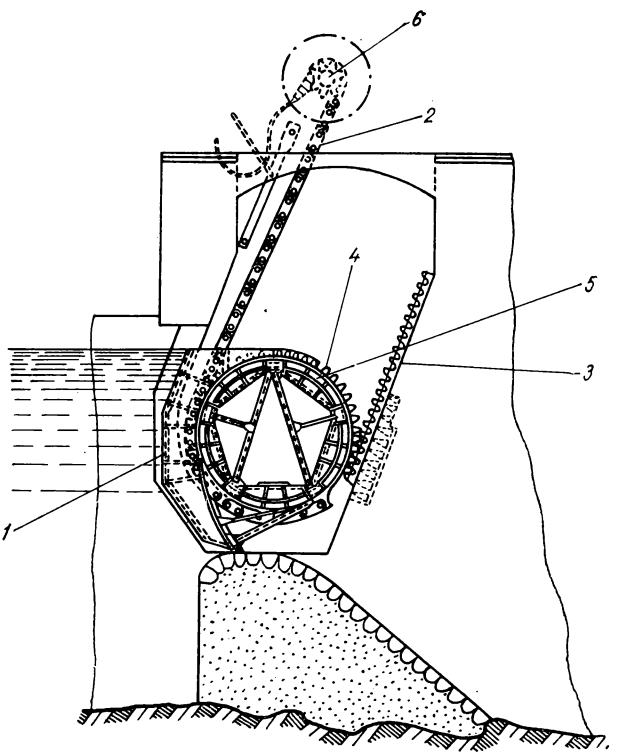


Fig. IX.79. Stavilă cilindrică:
1 — scut; *2* — lanț de ridicare; *3* — cremalieră; *4* — roată dințată; *5* — cilindru; *6* — mecanism de ridicare.

Formulele de mai înainte sînt valabile cînd lanțul de ridicare este fixat la partea exterioară a stavilei. În cazul în care se fixează la partea inferioară, unghiul γ se va măsura între direcția razei OB și orizontală (ultimul caz este foarte rar aplicat în practică).

4.5.8. **Stavile cilindrice.** Stavilele cilindrice (fig. IX. 79) sînt construcții de metal, de forma unui cilindru, din schelete rigide, etanșate cu tablă de oțel. La capete, cilindrii

se termină cu roți dințate, care se îmbină cu dinții unor cremaliere fixate pe pereții pilelor sau culeelor, în spre bieful aval.

Cremalierele sînt plasate în nișe.

Ridicarea și coborîrea acestor stavile cilindrice se face cu ajutorul unor lanțuri ce se fixează în exteriorul cilindrului. Pentru etanșare, în partea inferioară a cilindrului este prevăzută o grindă metalică cu o garnitură de cauciuc sau de lemn. Această grindă este presată pe radier de apa din amonte.

Acest tip de stavilă se întrebuințează rar, fiind potrivit la deschideri de ordinul a 50—60 m.

Avantajele stavilei cilindrice sînt:

— manevrarea ușoară în timpul iernii, evacuarea ușoară a ghețurilor și a aluviunilor și eforturi de ridicare reduse.

Dezavantajele lor sînt: consumul mare de metal, execuție dificilă, sînt mai scumpe decît cele segment și au nevoie de pile foarte groase, depășind grosimea pilelor necesare stavilelor plane sau segment.

4.5.9. **Stavile sector.** Aceste stavile sînt construcții metalice cu secțiunea transversală sub formă de sector de cerc, cu căptușeală pe două din fețe, spre amonte, avînd punctul de articulație, în radier. La închidere ele intră într-o nișă prevăzută în radierul barajului (fig. IX.80).

Spre deosebire de stavilele segment, acestea nu necesită mecanisme costisitoare pentru manevrarea lor. Stavilele sector se manevrează automat sub efectul presiunii apei din amonte, care intră în nișe, printr-o conductă practicată în pilă.

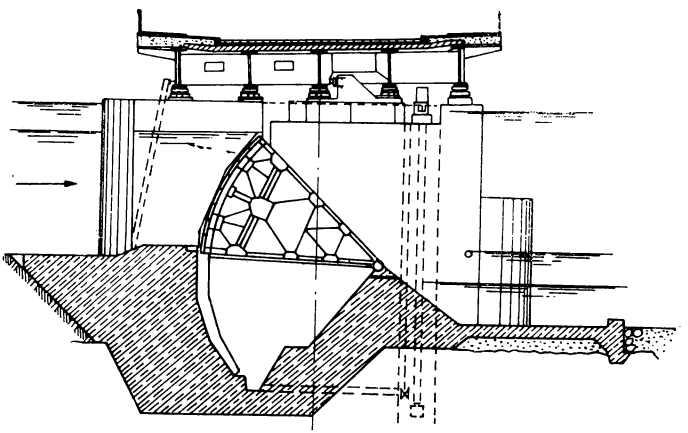


Fig. IX.80. Stavilă sector.

Pentru a se putea obține o presiune în nișă se cere o etanșare, atît în spre amonte cît și în spre aval, în dreptul articulației.

Au următoarele avantaje: se pot aplica la baraje cu deschideri de 50—60 m și cu înălțimi de retenție de 4—5 m; sînt economice față de stavilele segment, întrucît nu au nevoie de mecanisme complicate.

Dintre inconvenientele stavilelor sector se enumeră: au o mare complexitate în exploatare; sînt sensibile la îngheț trebuind dezgheţate etanşările şi camerele de legătură cu amontele şi sînt scumpe.

4.5.10. **Stavile acoperiş (ferme hidraulice).** Sînt alcătuite din două clape automate articulate fiecare în radier şi putînd coborî la nivelul radierului. Clapa din amonte se sprijină pe cea din aval prin intermediul unor role.

Scheletul clapelor (panourilor) este acoperit cu tolă de oţel.

Sub efectul presiunii apei din amonte, cele două clape se menţin într-o anumită poziţie, începînd din poziţia maximă de retenţie, pînă cînd se culcă complet în radier (fig. IX.81).

Manevrarea clapelor este automatizată.

Avantajele stavilelor acoperiş sînt următoarele: se pot folosi pe rîuri cu caracter torenţial şi cu un debit solid important; cu aplicarea sistemelor de încălzire se pot folosi şi în timpul iernii; pot acoperi deschideri mari; se poate regla cu uşurinţă nivelul biefului amonte; intră rapid în funcţiune (se pot ridica în 5—10 min); pot evacua în timp scurt plutitorii şi sloiurile de gheaţă, iar mecanismele de comandă sînt simple.

Dezavantajele stavilei acoperiş sînt următoarele: necesită un radier lung şi foarte greu de executat în condiţiile menţinerii unei etanşări; greutatea alcătuirii mecanismului de reglare a stavilei, a exploatării şi a montării lui; au nevoie de o supraveghere atentă iarna, pentru combaterea gheţurilor, iar vara pentru înlăturarea aluviunilor.

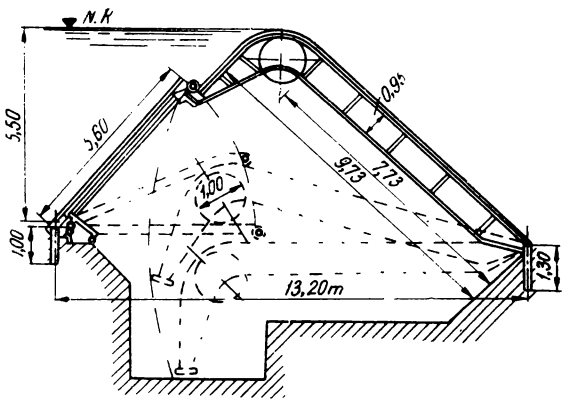


Fig. IX.81. Stavilă acoperiş (fermă hidraulică).

4.5.11. **Stavile clapete.** 4.5.11.1. *Stavile clapete echilibrate hidraulic.* Acestea sînt construcţii metalice sub forma unor clapete, cu axul de rotaţie amplasat aproximativ la mijloc (fig. IX. 82).

Partea inferioară a clapetei se amplasează într-o nişă creată în radierul barajului, numită şi cameră de presiune, separată de bieful amonte, printr-o placă de beton, prevăzută cu etanşare în dreptul articulaţiei clapetei.

În cazul în care se ridică nivelul din amonte, apa pătrunde într-un sifon prevăzut în pilă sau culee și de aici, printr-un canal, în camera de presiune, descărcînd contragreutatea de la partea inferioară a stavilei, ceea ce o face să coboare către aval, permițînd trecerea viiturii, iar în cazul în care debitul pe rîu se reduce, nivelul amonte scade și apa nu mai pătrunde în sifon. În felul acesta, pe contragreutate nu se mai exercită o supra-presiune și clapeta revine la poziția normală, reținînd un anumit nivel în amonte.

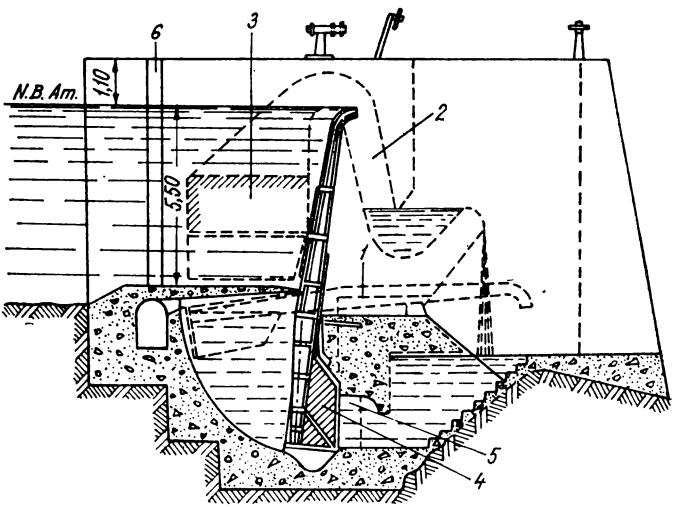


Fig. IX.82. Stavilă clapetă basculantă echilibrată hidraulic :
1 — poziția stavilelor în timpul viiturilor; *2* — sifon; *3* — intrarea apei în sifon; *4* — contragreutate; *5* — galerie de contrapresiune; *6* — nișă pentru grinzile batardoului.

Se aplică la deschideri de 7—10 m, pentru o înălțime de 5—6 m.

Se pot folosi acolo unde rîurile nu îngheață și au aluviuni puține.

Un alt tip de stavilă clapetă, echilibrată hidraulic, se arată în fig. IX.83. Constă dintr-o clapetă care funcționează în raport cu creșterea nivelului de apă din bieful amonte a cărei presiune este echilibrată de o contragreutate.

Necesită construcții masive și nu se pot regla cu ușurință.

4.5.11.2. *Stavila clapetă lenticulară.* Această stavilă reprezentată în fig. IX. 84 este acționată de un mecanism instalat pe o pilă și datorită rigidității se poate comanda dintr-o singură parte, putînd în felul acesta economisi numărul de mecanisme, folosind același mecanism pentru două stavile.

Se pot folosi la deschideri de 15 — 20 m însă cu înălțimi reduse pînă la 3—4 m.

Pentru buna lor funcționare trebuie prevăzute orificii de spălare a aluviunilor.

Nu dau rezultate la baraje unde radierul are o înălțime redusă.

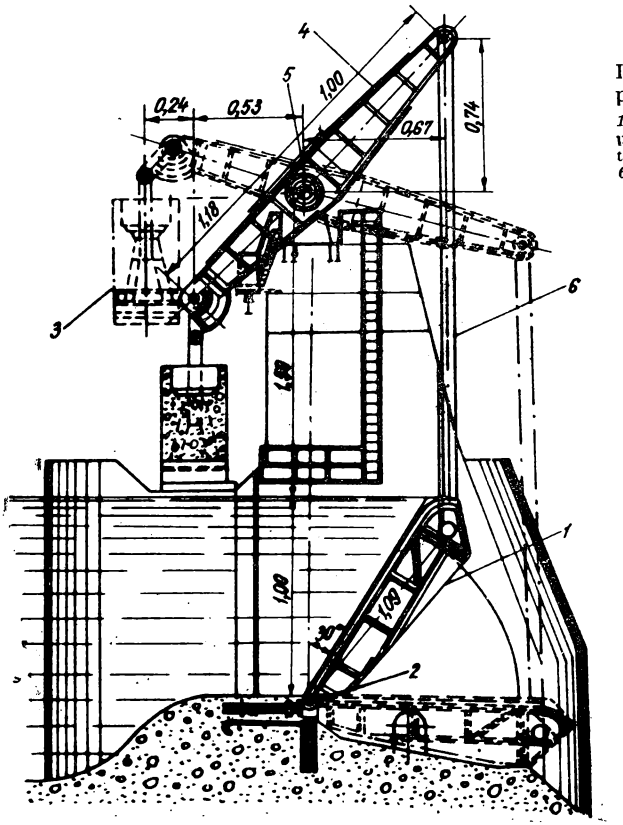


Fig. IX.83. Stavilă clapetă echilibrată hidraulic:
1 — stavilă clapetă; *2* — axul clapetului; *3* — contragreutate de beton; *4* — pîrghie; *5* — axul pîrghiei; *6* — tije de suspendare a stavilei clapetă.

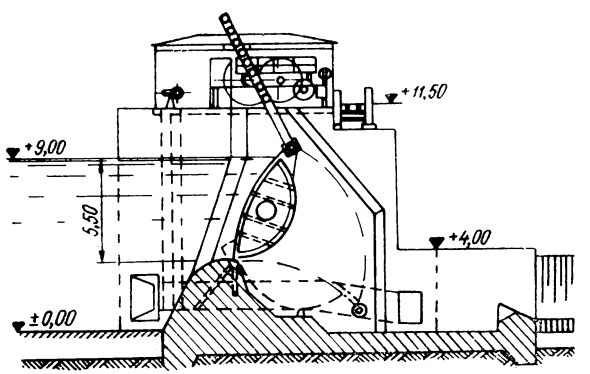


Fig. IX.84. Stavilă clapetă lenticulară cu acţionare unilaterală.

5. CAPTĂRI DE APĂ DIN LACURI

La proiectarea şi execuţia captărilor din lacuri (naturale sau artificiale) se va ţine seama de STAS 3574-52.

Amplasamentul captărilor din lacuri se alege în funcţie de adîncimea lacului, de sursele de poluare a apelor, de direcţia dominantă a vînturilor şi curenţilor de apă etc. şi urmărind reducerea distanţei pînă la eventualele staţii de pompare şi de tratare a apei şi pînă la locul de folosire a apei.

Lacurile cu adîncimi mari (30—40 m) sînt favorabile captărilor, avînd o apă cu calităţi mai bune din punct de vedere chimic, fizic şi bacteriologic.

Pe fundul lacurilor se pot aduna cantităţi mari de nămol, care la lacuri puţin adînci în timpul furtunilor, cînd se formează valuri, sînt agitate, turburînd apa.

Ferestrele prizei de apă se aşază la o distanţă minimă de fundul lacului de 1,50—2,00 m, la lacurile adînci ridicîndu-se pînă la 10,00 m.

Mărimea valurilor va influenţa alegerea cotelor platformelor insubmersibile, cotelor ferestrelor prizei de apă şi axelor pompelor, care trebuie să fie în afara influenţelor lor dăunătoare. În cazul în care malurile lacului sînt atacate de valuri în timpul furtunilor şi supuse eroziunilor, acestea se vor proteja, în zona captării de apă.

Gheaţa de fund, care se poate forma în lacuri puţin adînci, poate bloca ferestrele prizei de apă şi sorburile, în cazul amplasării lor pe direcţia vînturilor dominante, din timpul iernii.

Se recomandă împădurirea versanţilor lacului şi amenajarea torenţilor care se varsă în lac.

Construcţiile pentru captarea apei din lac pot fi de tipuri asemănătoare cu acele utilizate pe rîuri cum sînt captările de mal cu cameră, lunecătoare cu sorb sau în larg la distanţă de mal (cu sorb, cu crib, cu turn etc.). Un tip de captare folosit de preferinţă la lacuri este acela cu sorb pendular (fig. IX.85).

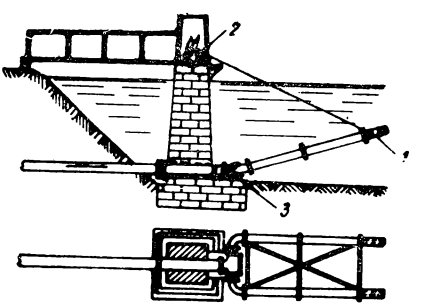


Fig. IX.85. Captare de apă cu sorb pendular :
1 — sorb; *2* — troliu; *3* — ax de rotaţie

La captările din lacuri, la distanţă mare de mal se utilizează adesea crepine, aşezate la capătul conductelor de aducţiune.

Crepina se confecţionează dintr-un metal inoxidabil (sau din materiale sintetice, rezistente la condiţiile din lacul respectiv), are fante laterale de 4—10 mm lăţime şi 25—40 mm lungime, cu o suprafaţă totală a golurilor mai mare de 3—4 ori decît secţiunea conductei. Diametrul crepinei este egal cu 1,25—1,50 *D* (*D* fiind diametrul conductei). Este protejată contra depunerilor cu o căciulă metalică.

Pentru debite mari, la care diametrul conductei este mai mare ca 1 m se vor folosi criburi, asemănătoare cu acelea de la rîuri.

Curenţii de pe fundul lacului fiind mult mai slabi decît cei din rîuri se pot folosi şi criburi rotunde sau alte forme nealungite.

Viteza de intrare a apei prin grătarele cribului trebuie să fie sub 0,10 m/s.

Pentru debite mari se vor folosi captările turn care vor capta apa la cel puțin 2—5 m de la fundul lacului și la 5—10 m sub nivelul apei, putînd avea mai multe rînduri de ferestre, pe verticală.

De la turn apa este condusă la mal prin conducte metalice sau de fontă, cu îmbinări flexibile, sau prin galerii.

Captările de apă din lacurile artificiale pot fi cuprinse în barajul de acumulare sau independente de baraj.

La barajele de pămînt este preferabilă folosirea unei captări independente de baraj. La barajele de beton sau de zidărie este în general mai economică o captare înglobată în corpul barajului.

6. CAPTĂRI DE APĂ DIN MARE

6.1. GENERALITĂȚII

La construcția unei captări de apă din mare se va ține seama, în afară de condițiile obligatorii pentru orice fel de captare și de următorii factori specifici mai importanți :

— salinitatea apei, care conține importante și variate cantități de clorură de sodiul și magneziu, sulfați de calciu și magneziu, carbonat de calciu etc. :

— temperatura apei, care are variații orare și sezoniere specifice ;

— flora marină, foarte bogată, compusă în Marea Neagră mai ales din alge. Algele pot înfunda grătarele și sitele ;

— fauna marină, de o mare bogăție, putînd acționa în diferite moduri, impune măsuri pentru protecția captărilor. Meduzele, sepiile și alte animale marine mai mici pot cauza mari deranjamente funcționării captărilor, îndeosebi în timpul furtunilor. Scoicile pot compromite o captare prin fixarea și dezvoltarea lor pe construcții și instalații și în special în interiorul lor. Scoicile pot înfunda, în timp scurt, conductele și grătarele. Pentru distrugerea viețuitoarelor din conducte se folosește uneori un curent de apă caldă trecut în sens invers sau o spălare cu apă în care s-au dizolvat substanțe nocive acestor viețuitoare. Se recomandă, de asemenea, executarea de cămine pe conductele de aducțiune, la distanțe care să poată permite curățirea mecanică periodică a conductelor ;

— valurile mării putînd atinge dimensiuni foarte mari, în funcție de adîncimea apei în locul respectiv și de direcția și de intensitatea vîntului, supun captarea la eforturi grele prin izbire, ridicarea nisipului de pe fundul mării și antrenarea gheților. Ele pot descoperi ferestrele și pot distruge planșeele sau pompele, în cazul amplasării lor la cote insuficiente. În cazul unei distanțe mici de fund a ferestrelor prizei, valurile pot înfunda priza de apă cu nisip. Pentru evitarea efectelor valurilor se poate face amplasarea captării în golfuri cu apa mai liniștită, care însă favorizează dezvoltarea scoicilor.

Solicitările variate și foarte mari la care sînt supuse captările de apă din mare, cu condiții foarte grele de funcționare, impun luarea unor măsuri deosebite la construcția lor, din care se enumeră :

— materialele folosite trebuie să fie rezistente la acțiunea chimică a apei marine ;

— betoanele trebuie să aibă un grad mare de compactitate, impermeabilitate, cu mare rezistență la îngheț și dezgheț frecvent, să reziste agresivității apei de mare și să reziste la eroziunea nisipului și gheților aduse de valuri. Acoperirea cu beton a armăturilor să fie de minimum 5 cm și completată cu torcret ;

— metalele folosite trebuie să reziste la acțiunea agresivă a apei marine sau la dimensionarea lor să li se sporească grosimea cu minimum 5—6 mm. O protecție anticorozivă este de multe ori o soluție recomandabilă;

— folosirea pe cît este posibil a fontei la conducte, vane, stavile etc.;

— rotoarele pompelor trebuie să se execute din oțel inoxidabil;

— pentru curățire și reparații se vor folosi site mobile, care să poată fi ușor ridicate la suprafață.

Înlocuirea rotorilor la pompe, a pieselor la site etc., datorită uzurii rapide a acestora în apa mării (în unele cazuri de 3—4 ori pe an), impun executarea captării cu linii de funcționare independente, asigurîndu-se debitul necesar, chiar dacă se va scoate din funcțiune 1/3 sau chiar 1/2 din linii. Aceasta impune prezența permanentă la captare a unui stoc de rezervă pentru piesele a căror uzură este mai frecventă.

6.2. AMPLASAMENTUL CAPTĂRILOR

Captările din mare trebuie să evite zonele puternic bătute de furtuni, cu adîncimi mari lîngă țărm unde malurile sînt puternic erodate de ape. Se vor evita, de asemenea, zonele în care ghețurile și algele sînt împinse spre țărm și în care nisipul de pe fundul mării se ridică la suprafață, răscolit de valuri. Amplasarea în aceste locuri necesită construcții masive, grele, cu diguri de protecție și sparge-valuri, foarte costisitoare.

Țărmurile mai line, la care adîncimea crește treptat spre larg, sînt mai favorabile, însă legăturile cu țărmul sînt lungi, greu de executat și mai ales greu de întreținut, fie că sînt canale, fie că sînt conducte, necesitînd și ele diguri de protecție, mai puțin masive, dar mai lungi.

Un fund mai stabil este mai favorabil, necesitînd fundații mai puțin adînci. Terenurile mîloase sau cu nisipuri foarte fine trebuie evitate.

Amplasamentele cele mai favorabile sînt cele din golfuri, limanuri, sau la adăpostul unor diguri portuare sau, în anumite împrejurări, chiar în bazine portuare.

Captarea din bazinele portuare prezintă însă mari inconveniente din cauza poluării apelor cu reziduri petroliere de la vase, a răscolirii fundului și deci a tulburării apei la trecerea vaselor etc.; adesea este imposibilă amplasarea captărilor importante în porturi.

Intrările în golfuri și limanuri sînt uneori blocate de depuneri aduse de furtuni, care pot împiedica accesul apei. Unele bazine închise sînt înnămolite repede de curenți. În lungul țărmurilor circulă uneori curenți puternici care transportă o mare cantitate de aluviuni. Astfel de zone trebuie evitate.

6.3. CONSTRUCȚII DE CAPTĂRI DE APĂ DIN MARE

Captările de apă pot fi combinate cu stațiile de pompare cînd sînt adîncimi mari lîngă țărm sau pot fi separate. În cazul în care captarea se găsește la o oarecare distanță, de țărm (țărm lin), apa circulă prin gravitație la stația de pompare, prin conducte sau canale, apărate de diguri.

Captările sînt de tipuri asemănătoare cu cele din lacuri, de care se deosebesc printr-o robustețe deosebită, date fiind condițiile foarte grele în care trebuie să funcționeze și avînd în general lucrări masive de apărare suplimentare.

Captările din mare pot fi de tipul captărilor de mal cu camere combinate cu stații de pompare, cu crib, cu prize turn, cu canale etc.

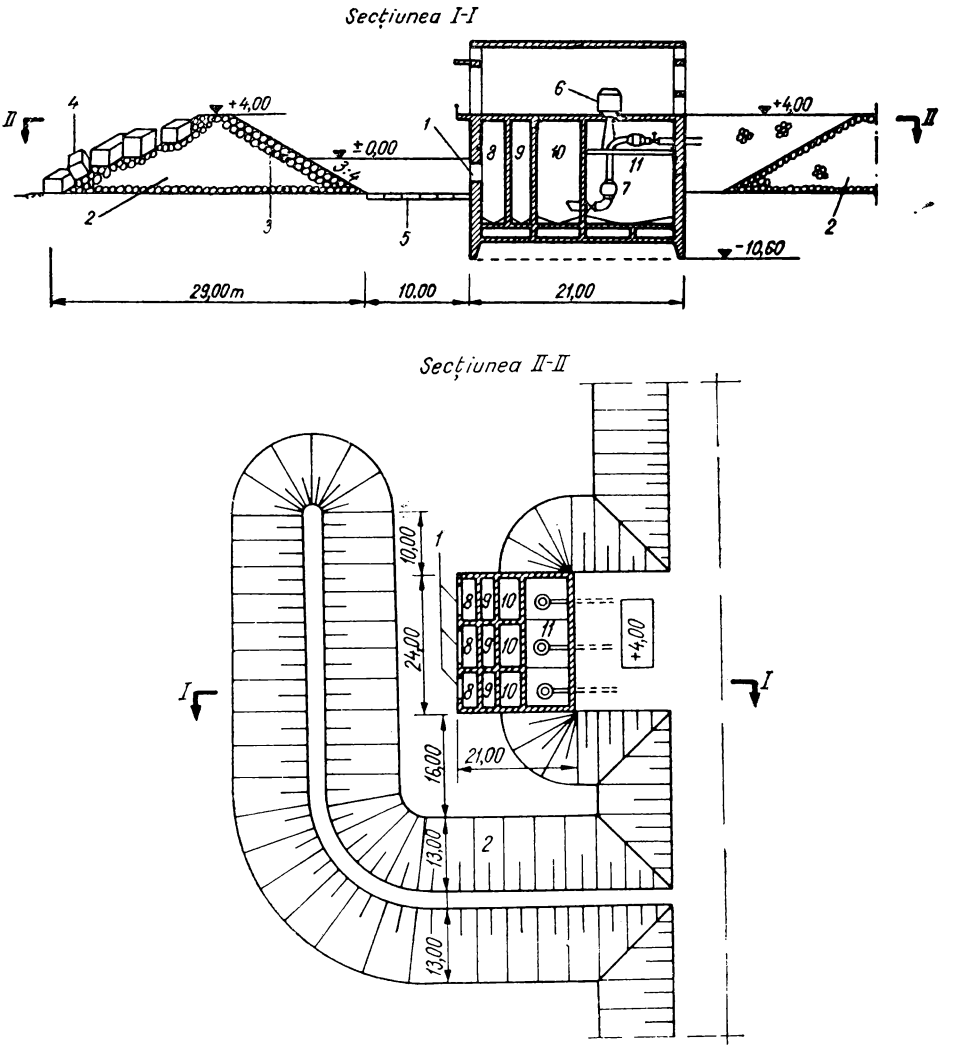


Fig. IX.86. Captare din mare de mal cu camere și dig de apărare (Proiect I.P.A.C.H.):
1 — priză de apă; *2* — dig de apărare; *3* — anrocamente; *4* — blocuri de beton; *5* — pat din blocuri de beton; *6* — electromotor; *7* — corpul pompei; *8* — camera de acces; *9* — camera sitelor rotative; *10* — camera de aspirație; *11* — stație de pompare.

Captările de mal cu camere (fig. IX.86) se folosesc în general la ţărmurile cu adîncimi mari, iar celelalte cînd condiţiile unei bune captări de apă se găsesc la mare distanţă de ţărm.

De cele mai multe ori, captările de mal cu camere sînt puternic protejate cu diguri sparge-val pentru a se realiza un bazin de apă mai liniştit la intrarea în priză.

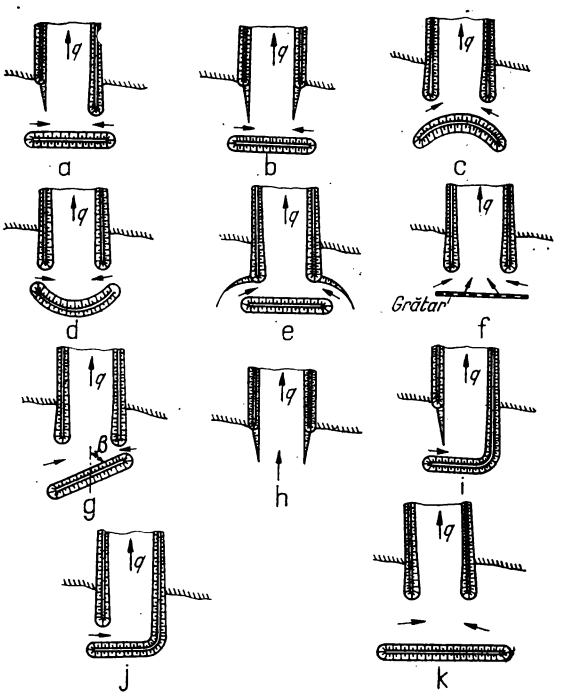


Fig. IX.87. Captare din mare cu canal. Variante de amenajare a intrării în canal:

a, b, c, d, e, f, g — cu diguri de apărare sparge-val şi intrare bilaterală; *h, i, j* — cu diguri de apărare şi intrare unilaterală; *k* — cu dig sparge-val.

Canalele sînt protejate cu diguri laterale, de capăt sau combinate, pentru a împiedica intrarea directă a curenţilor de apă şi deci a aluviunilor (fig. IX.87 şi IX.88). Ele trebuie întreţinute prin dragări periodice.

Criburile pot prezenta o soluţie definitivă numai în bazine liniştite (golfuri, bazine portuare, lagune) în care influenţa mării se resimte puţin, sau în mare, direct, pentru captări mai puţin importante sau în condiţii care nu impun curăţirea lor prea des (cu scafandri). În general, cu criburi se realizează captări provizorii (fig. IX.89). Prizele turn, la ţărmurile line, evită neajunsurile canalelor constisitoare şi greu de întreţinut şi al criburilor nesigure în exploatare, mai ales pe timp de furtuni şi iarna. Prizele turn

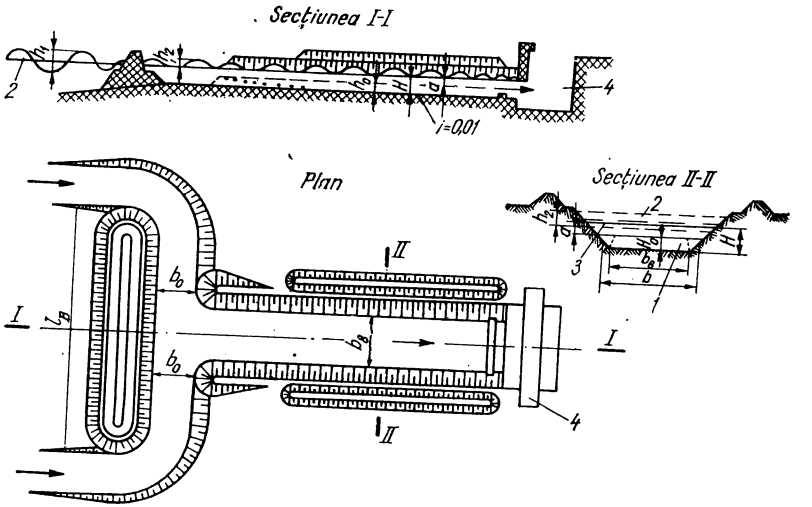


Fig. IX.88. Captare de apă din mare cu canal-bazin și diguri de apărare și sparge-val:
1 — zona activă — secțiunea vie a stratului de alimentare; *2* — linia medie a valurilor; *3* — nivelul apei fără valuri (nivelul static); *4* — stație de pompare.

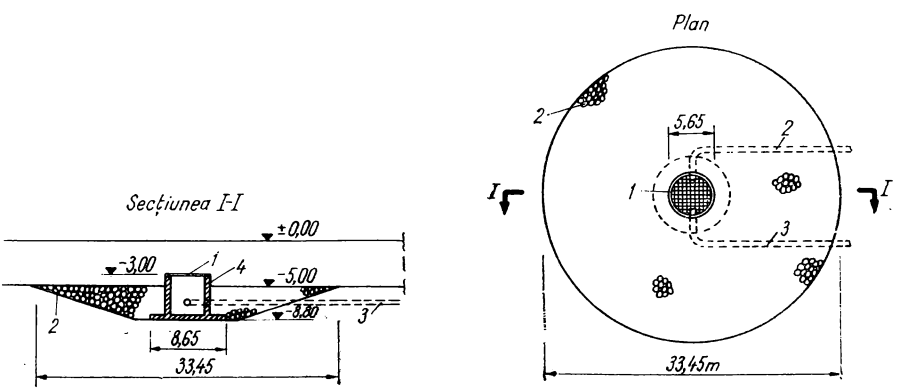


Fig. IX.89. Captare din mare (proiect I.P.A.C.H.) cu crib metalic:
1 — grătar; *2* — anrocamente; *3* — conductă *Dn* 600 mm; *4* — perete de beton căptușit cu tablă.

fiind insubmersibile pot fi controlate şi curăţate în permanenţă, legătura cu ţărmul făcîndu-se prin conducte. Sînt asemănătoare captărilor cu priză turn din rîuri şi lacuri, dar adaptate condiţiilor din mare.

În golfuri protejate cu diverse lucrări maritime, unde valurile sînt mici sau mai puţin periculoase, se pot construi şi captări de mal fără protecţie (fig. IX.90).

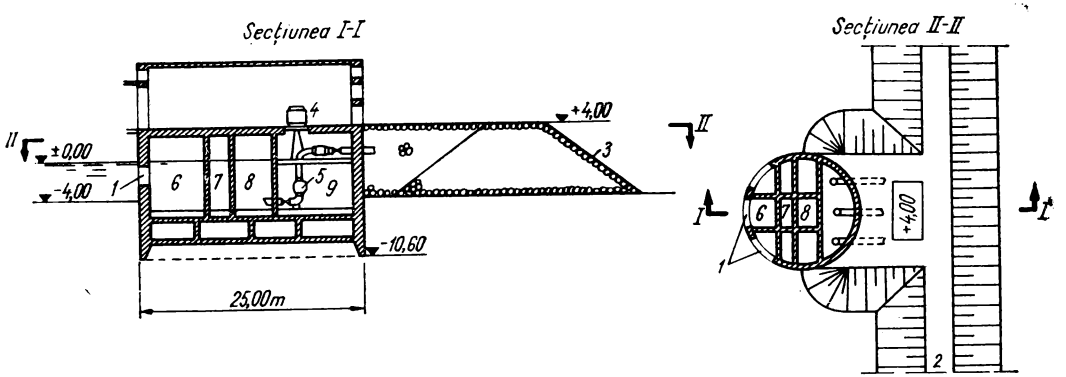


Fig. IX.90. Captare de mal din mare, fără protecţie (proiect I.P.A.C.H.):
1 — priză de apă; *2* — dig de apărare; *3* — anrocamente; *4* — electromotor; *5* — corpul pompei; *6* — cameră de acces; *7* — camera sitelor rotative; *8* — camera de aspiraţie; *9* — staţie de pompare.

Alegerea amplasamentului şi prevederea măsurilor de protejare a unei prize de apă, din mare, necesită o analiză foarte atentă a tuturor factorilor locali topografici, hidrologici, biologici, chimici, meteorologici etc. pentru găsirea unei soluţii adecvate cu un minim de cheltuieli, care în general sînt mult mai ridicate decît la captările de apă din rîuri şi lacuri interioare.

BIBLIOGRAFIE

1. Agroskin, I. I., Dimitriev, T. G. şi Picalev, I. F. *Hidraulica* (trad. din l. rusă). Bucureşti, I.D.T., 1953.
2. Altunin, S. T. *Regulirovanie rusel rek pri vodozabore.* Moscova, Selhozgiz, 1956.
3. Aubert, J. *Barrages et Canalisation,* Paris, 1949.
4. Biţă, S. *Consideraţii privind captarea apei din rîurile Republicii Socialiste România.* Sesiunea ştiinţifică a Institutului de Construcţii, Bucureşti, 1964.
5. Blidaru, A. *Staţii de pompare pentru hidroameliorafii.* Bucureşti, Editura Agro-Silvică, 1956.
6. Bondari, I. F., Eresnov, V. N., Semenov, I. S. şi Surov, E. I. *Spefialnoe Vodosnabornie Soorujenie.* Moscova, Gosstroizdat, 1963.

7. Bouvard, M. *Barrages mobiles et prises d'eau en riviéres.* Paris, Eyrolles, 1958.
8. Certousov, M. D. *Hidraulica* (trad. din l. rusă), București, Editura tehnică, 1966.
9. Comitetul de Stat al Apelor. *Instrucțiuni tehnice pentru proiectarea prizelor de apă din rîuri.* București, 1965.
10. Eresnov, N., Bondari, I. F., Semenov, I. S. și Surov, E. I. *Amenajări de prize din rîuri* (trad. din l. rusă), București, I.P.A.C.H., 1951.
11. Florinski, M. M. *Nasosi i nasosnie stanții.* Moskova, Nauka, 1959.
12. Gerlach, E. și Hüneberg, R, *Die Wasserversorgung.* München-Wien, Oldenbourg R., 1963.
13. Gheniev, N. N., Abramov, N. N. și Pavlov, I. V. *Alimentări cu apă* (trad. din l. rusă). București, Editura tehnică, 1953.
14. Grișin, M. M. *Construcții Hidrotehnice* (trad. din l. rusă). Vol. I și II. București, Editura tehnică, 1958, 1959.
15. Grișin, M. M., Lihaciov, V. P., Luzan, S. V. ș.a. *Metode de calcul al stabilității și rezistenței construcțiilor hidrotehnice* (trad. din l. rusă). București, Editura tehnică, 1963.
16. Ioan, G. N. și Iga, G. N. *Construcții hidrotehnice în lucrări de hidroameliorație.* București, Editura Agro-Silvică, 1963.
17. Ionescu, Siseşti, D., Pavel, M., Slătineanu, S. și Blidaru, A. *Prize și stații de pompare pentru irigații.* București, Editura Agro-Silvică, 1965.
18. Ionescu, Siseşti, D. și Pavel, M. *Stații de pompare plutitoare.* București, 1957.
19. Kiseleff, G. *Îndreptar pentru calcule hidraulice* (trad. din l. rusă). București, Editura tehnică și Energetică, 1953.
20. Mateescu, C., Wisner, P. și Bratu, C. *Cercetări asupra îmbunătățirii condițiilor de funcționare a prizelor cu nivel liber.* Simpozion la Institutul de Construcții București, 1961.
21. Ofițerov, S. A. *Voprosi gidravliki vodozabora.* Moscova, Gossudarstvennoe izdatelstvo literaturî po stroitelstvo i arhitekture, 1952.
22. Peilert, W. F. *Die konstruktive Durchbildung von Wehranlagen mit Mechanischem Antrieb.* Berlin, VEB Verlag Technika, 1955.
23. Press, Heinrich. *Stauanlagen und Wasserkraftwerke.* Berlin, Ernst & Sohn, 1954.
24. Răzvan, E. *Prize de apă din rîuri.* București, Editura tehnică, 1964.
25. Schoklitsch, Armin. *Handbuch des Wasserbaues,* Band I—II, Wien, Springer Verlag 1950, 1953.
26. *Spravocinic po gidrotehnika.* Moscova, 1955.
27. Varlet, H. *Usines de dérivation.* Paris, Eyrolles, 1965.
28. Zamarin, A. E. *Proiectarea construcțiilor hidrotehnice* (trad. din limba rusă). București, Editura Agro-Silvică, 1955.
29. Znamenski, I. N. *Proektirovanie i stroitelistvo-recinth vodopriemnikov.* Moscova, Izd. Ministerstva Kommunalnogo Hozeaistva R.S.F.S.R., 1952.

SECȚIUNEA X

BARAJE DE ACUMULARE

Prof. dr. ing. **R. Prişcu,** Ing. **M. Constantinescu**
Ing. **Apostol Manta**

CUPRINS

	Pag.
1. *Generalităţi* (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Ing. M. Constantinescu)	665
1.1. Definiţie	665
1.2. Clasificarea barajelor după materialul principal din care se execută	665
1.3. Clasificarea barajelor după tipuri constructive	665
1.4. Clasificarea barajelor după scopul urmărit	666
1.5. Clasificarea barajelor după folosinţe	666
1.6. Clasificarea barajelor după condiţiile de descărcare din bieful amonte în bieful aval	666
1.7. Forţele care acţionează asupra barajelor	666
2. *Baraje de beton* (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Ing. M. Constantinescu)	674
2.1. Baraje de greutate	674
2.2. Baraje arcuite	692
2.3. Baraje cu contraforţi	716
3. *Baraje de pămînt* (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Ing. Apostol Manta)	739
3.1. Clasificarea barajelor de pămînt	739
3.2. Condiţii naturale caracteristice	741
3.3. Corpul barajelor de pămînt	743
3.4. Calculul infiltraţiei	754
3.5. Verificarea stabilităţii barajelor	756
3.6. Deformaţiile barajelor de pămînt	759
3.7. Metode de execuţie a barajelor de pămînt compactat	760
3.8. Baraje de pămînt sedimentat	765
4. *Baraje de piatră* (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Ing. Apostol Manta)	770
4.1. Clasificarea barajelor de piatră	770
4.2. Baraje de zidărie de piatră	770
5. *Baraje de pămînt şi anrocamente* (Prof. dr. ing. R. Prişcu şi Ing. Apostol Manta)	786
Anexa 1. Relaţii de calcul pentru determinarea curbelor de infiltraţie în corpul barajelor de pămînt	787
Bibliografie	792

1. GENERALITĂȚI

1.1. DEFINIȚIE

Barajele sînt construcțiile hidrotehnice care ridică nivelul apelor, în scopul derivării lor într-o aducțiune sau al acumulării lor în vederea regularizării debitelor.

1.2. CLASIFICAREA BARAJELOR DUPĂ MATERIALUL PRINCIPAL DIN CARE SE EXECUTĂ

Prima clasificare a barajelor se poate face după materialul principal din care se execută :

— baraje de pămînt, folosind umpluturi din balast, argilă sau alte materiale locale asemănătoare ;

— baraje de piatră, sub formă de anrocamente sau zidărie uscată ;

— baraje de beton ;

— baraje de beton armat, la care se folosesc și elemente de beton armat ca plăci arce, cupole și altele ;

— baraje din materiale diverse, între care lemnul și metalul sînt uneori întîlnite la baraje cu înălțime redusă, ca porți mobile, stavile, vane etc.

În unele cazuri, pentru bararea unui curs de apă se pot întîlni soluții combinate, cu materiale diferite.

1.3. CLASIFICAREA BARAJELOR DUPĂ TIPURI CONSTRUCTIVE

După modul de preluare a solicitărilor și după rezistența la alunecare, barajele se împart în :

— baraje masive, care prin acțiunea greutății proprii asigură simultan stabilitatea la răsturnare și alunecare.

În sens mai restrîns, prin baraje de greutate se înțeleg barajele masive de beton :

— baraje cu rosturi lărgite sau evidate ;

— baraje cu contraforți, la care presiunea apei se transmite prin elemente în formă de plăci, arce etc. la contraforți verticali și apoi la fundație. Se execută din beton sau beton armat ;

— baraje arcuite, care se comportă ca o boltă și transmit solicitările prin intermediul nașterilor la versanții văii. Se execută din beton ;

— baraje ancorate, precomprimate sau în consolă, constituind cazuri aparte în care rezistența la alunecare sau stabilitatea se asigură prin încastrarea barajului în terenul

de fundație cu piloți sau palplanșe, armături speciale de precomprimare, pinten adînc și altele.

1.4. CLASIFICAREA BARAJELOR DUPĂ SCOPUL URMĂRIT

După rolul principal pe care urmează să-l îndeplinească, barajele se împart în două categorii :

— baraje de derivație, care ridică nivelul apei în măsura necesară pentru a putea fi derivată într-o aducțiune. Acestea se execută de obicei cu înălțimi reduse ;

— baraje de acumulare sau baraje rezervoare care reține și acumulează apele în vederea regularizării lor. Se execută cu înălțimi mai mari.

Între cele două categorii există însă o delimitare relativă, întrucît există baraje care realizează în bună măsură ambele efecte.

1.5. CLASIFICAREA BARAJELOR DUPĂ FOLOSINȚE

După nevoile pe care le satisfac acumulările create de baraje, acestea se pot clasifica astfel :

— baraje pentru producerea energiei electrice ;

— baraje pentru transporturi pe apă ;

— baraje pentru lucrări de hidroameliorații ale terenurilor agricole, irigații, desecări ;

— baraje pentru alimentarea cu apă a centrelor populate și a zonelor industriale ;

— baraje pentru combaterea acțiunilor dăunătoare a apelor, prin viituri, eroziunea albiei și a versanților, spălarea și degradarea solului fertil ;

— baraje pentru folosințe diverse, piscicole, sanitare, sportive și altele ;

— baraje care deservesc simultan mai multe folosințe din cele de mai înainte care constituie cel mai frecvent tip actual și care permit utilizarea rațională complexă a apelor.

1.6. CLASIFICAREA BARAJELOR DUPĂ CONDIȚIILE DE DESCĂRCARE DIN BIEFUL AMONTE ÎN BIEFUL AVAL

După modul în care apa poate să treacă în bieful aval, se pot întîlni mai multe cazuri :

— baraje deversante, care permit trecerea apei peste o anumită parte a barajului ;

— baraje nedeversante, peste care apa nu trece, evacuarea debitelor în exces făcîndu-se prin anumite dispozitive constructive (canal lateral, galerie, puț deversor și altele).

Barajele deversante pot fi fără stavile (vane) sau cu stavile, cînd se urmărește reglarea nivelurilor și debitelor din bieful amonte. Prevederea stavilelor contribuie concomitent și la creșterea acumulării.

1.7. FORȚELE CARE ACȚIONEAZĂ ASUPRA BARAJELOR

Determinarea eforturilor în corpul unui baraj și pe roca de fundație precum și stabilirea dimensiunilor sale impune evaluarea cît mai precisă a forțelor ce acționează asupra barajului și anume :

— g r e u t a t e a p r o p r i e a construcției și instalațiilor. Această forță contribuie în mod deosebit la stabilitate și depinde de greutatea specifică a agregatelor folosite, de dozajul de ciment, de factorul apă-ciment și altele. În calculele preliminare se ia $\gamma_b = 2{,}30$ t/m³, iar în cele finale date obținute pe probe efectuate în condiții de șantier;

— p r e s i u n e a h i d r o s t a t i c ă, care acționează orizontal și vertical se stabilește prin metode hidraulice. Variația presiunii cu adîncimea este liniară (fig. X.1). Cu greutatea specifică a apei $\gamma = 1{,}00$ t/m³, forțele orizontale și verticale care acționează sînt:

Amonte

$$P_o = \frac{\gamma}{2} H^2 \quad \text{și} \quad P_v = \frac{\gamma}{2} \lambda_1 H^2.$$

Aval

$$P'_o = \frac{\gamma}{2} h^2 \quad \text{și} \quad P'_v = \frac{\gamma}{2} \lambda h^2. \qquad \text{(X.1)}$$

Cînd apa este în mișcare presiunea se determină cu formulele din hidrodinamică, iar în cazuri speciale prin încercări pe modele;

— p r e s i u n e a v a l u r i l o r, sub acțiunea vîntului, la lacurile de acumulare mari. Presiunile suplimentare depind de viteza vîntului v [m/s], de lungimea lacului L [km] și de înclinarea paramentului amonte.

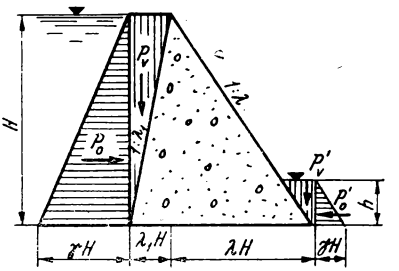


Fig. X.1. Profil solicitat de presiunea hidrostatică (fără subpresiune).

Pentru parament amonte cu o pantă mai mare decît 1 : 1, înălțimea valului h_v [m] suprainălțarea liniei medii peste nivelul normal h_0 [m], lungimea undei l [m] și presiunea valului a [tf/m²] la adîncimea H se determină după V. Andreianov astfel:

$$h_v = 0{,}0208\ v^{1{,}25}\ L^{0{,}33};$$

$$l = 0{,}3040\ v\ L^{0{,}50}; \qquad \text{(X.2)}$$

$$h_0 = \frac{\pi h_v^2}{l} \operatorname{ch} \frac{2\pi H}{l} \quad \text{și} \quad a = \frac{h_v}{\operatorname{ch} \dfrac{2\pi H}{l}}.$$

Pentru parament amonte, cu o pantă mai mică decît 1 : 1, înălțimea maximă de ridicare a valurilor pe taluz depinde de unghiul α pe care acesta îl face cu orizontala (formula N. Djunkovski):

$$h_r = 3{,}2\ k h_v \operatorname{tg} \alpha, \qquad \text{(X.3)}$$

unde k depinde de rugozitatea materialului de pe taluz (1 pentru plăci de beton, pereuri netede și pînă la 0,8 pentru anrocamente brute).

Presiunea exercitată de val asupra paramentului, conform fig. X.2 se determină cu formula:

$$W = \frac{\gamma}{2} (H + h_v + h_0)(H + a) - \frac{\gamma}{2} H^2; \qquad \text{(X.4)}$$

— subpresiunea reprezintă acțiunea de jos în sus a apei infiltrate prin fisurile rocii de fundație. Mărimea subpresiunii scade de la valoarea presiunii hidrostatice din amonte la valoarea presiunii hidrostatice din aval (fig. X.3).

Repartiția subpresiunii de-a lungul fundației depinde de natura terenului de fundație de înălțimea barajului și de măsurile constructive ce se iau pentru a se reduce efectul

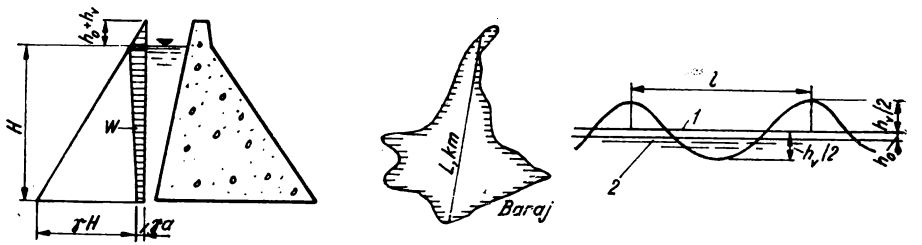


Fig. X.2. Profil solicitat de presiunea valurilor :
1 — linia medie de valuri; *2* — nivelul apei liniștite.

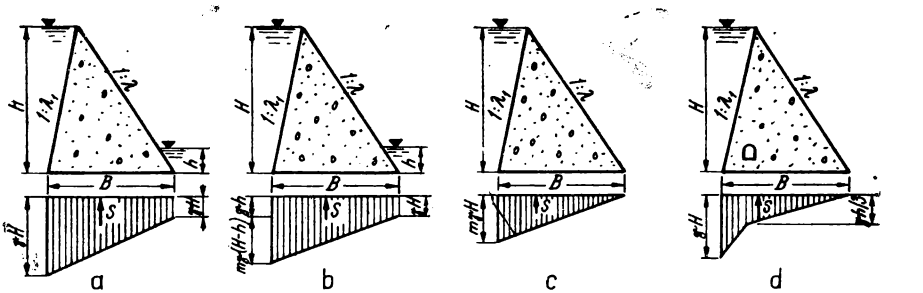


Fig. X.3. Repartiția subpresiunilor în diverse ipoteze :
a — cu contrapresiune aval; *b* — cu subpresiune redusă și contrapresiune aval; *c* — cu subpresiune redusă; *d* — cu rupere de pantă a subpresiunii prin acțiunea de drenare în corpul barajului.

subpresiunii. Acestea constau din injecții de etanșare sub piciorul amonte, drenarea suprafeței de fundație, adîncirea pintenului amonte și altele.

Pentru calculele practice, variația subpresiunii se ia liniară, ca în fig. X.3, *c* sau ca în fig. X.3, *d*, avînd în amonte o valoare $m\gamma H$, unde m este coeficientul de reducere a subpresiunilor. Frîntura de reducere la $\frac{\gamma}{3} H$ din fig. X.3, *d* are loc în dreptul forajelor de drenaj.

Valorile coeficientului de reducere m se pot lua după recomandările date în tabelul X.1.

În cazul barajelor cu contraforți și ciupercă în amonte, presiunea hidrostatică se ia de obicei numai pe ciupercă.

Tabelul X.1

Coeficientul m de reducere a subpresiunii

Natura terenului de fundație	Înălțimea barajului		
	Sub 25 m	25–50 m	Peste 50 m
Stîncă omogenă impermeabilă	1/3	1/3–1/2	1/2–2/3
Stîncă cu degradări	1/3–1/2	2/3–3/4	3/4–1
Stîncă fisurată	3/4–1	3/4–1	1

Forța totală din subpresiune care acționează de jos în sus asupra barajului (fig. X.3, *c*) are valoarea:

$$S = \frac{1}{2} m\gamma BH; \tag{X.5}$$

— p r e s i u n e a î n p o r i reprezintă acțiunea apei ce se scurge prin infiltrație lentă în masa barajului. Se admite aproximativ o acțiune similară cu cea a subpresiunii, adică o variație liniară de la o valoare maximă $m'\gamma H$ în amonte, pînă la zero în aval. Coeficientul de reducere m' se poate determina [3] sub forma:

$$m' = \alpha\beta, \tag{X.6}$$

în care α reprezintă volumul agregatelor dintr-un metru cub de beton, iar β porozitatea liantului; α și β depind de factorul apă-ciment (a/c) și de volumul ocupat de liant și se pot aprecia cu relațiile:

$$\alpha = 1 - (a/c + 0{,}32) \text{ și } \beta = \frac{a/c - 0{,}20}{a/c + 0{,}20}; \tag{X.7}$$

m' este mai mic decît m, coeficientul de reducere a subpresiunii;

— p r e s i u n e a s t a t i c ă a g h e ț i i este provocată de creșterile rapide ale temperaturii aerului, cînd stratul de gheață se dilată și deci exercită presiuni asupra coronamentului barajului. Presiunea maximă se determină cu relația:

$$H_g = 0{,}9\, h_g (t + 1) \sqrt[3]{\frac{t}{n} (t + 1)^2}, \tag{X.8}$$

în care h_g [m] este grosimea gheții, t [°C] creșterea maximă a temperaturii gheții în timp de n ore. Valorile lui t și n după date meteorologice se iau în combinația cea mai nefavorabilă.

Pentru țara noastră se admite [2] o presiune statică a gheții de 10 tf/m de coronament;

— p r e s i u n e a d i n a m i c ă se exercită de către sloiurile în mişcare, avînd dimensiuni lbh_g [m], care curg cu viteza v [m/s]. O evaluare aproximativă a presiunii dinamice se obţine cu relaţia lui P. Kuznețov:

$$H_g = kvh_g\sqrt{lb} \text{ [tf]}, \tag{X.9}$$

unde k este un coeficient cuprins între 6 la începutul scurgerii sloiurilor şi 4 la sfîrşit;

— p r e s i u n e a a l u v i u n i l o r d e p u s e în faţa barajului nu se poate determina exact, întrucît depinde de mulţi factori: natura materialului transportat, unghiul de frecare dintre aluviuni şi baraj, greutatea volumetrică, starea de saturaţie cu apă, înclinarea paramentului, panta fundului lacului.

Admiţînd o variaţie verticală liniară a presiunii aluviunilor, presiunea unitară la baza unui strat de adîncime h_a va fi:

$$\begin{aligned} p_a &= \gamma_{a1} h_a; \\ \gamma_{a1} &= \gamma_a - \gamma (1 - n), \end{aligned} \tag{X.10}$$

în care γ_{a1} [tf/m^3] este greutatea volumetrică a aluviunilor în apă, γ_a [tf/m^3] greutatea lor în stare uscată şi n porozitatea aluviunilor. S-a considerat că unghiul de frecare interioară al aluviunilor sub apă este zero.

Pentru grosimi mici ale stratului de aluviuni, faţă de înălţimea barajului, presiunea acestora este redusă şi se neglijează;

— f o r ţ e l e s e i s m i c e se iau în calculul barajelor în zonele cu grad mare de seismicitate.

Oscilaţiile din cutremur se iau în considerare prin perioada lor T de obicei egală cu o secundă, prin acceleraţia seismică c şi prin sensul din care se poate înregistra mişcarea.

Raportul $a = c/g$ dintre acceleraţia cutremurului şi acceleraţia gravitaţiei depinde de gradul cutremurului astfel:

Gradul	1–6	7–8	9	10–12
Raportul a	0,01	0,01–0,05	0,05–0,10	0,10–0,50

Acceleraţia cutremurului produce atît în corpul barajului cît şi în masa de apă forţe de inerţie de sens contrar cu sensul de sosire al undei seismice.

Forţa datorită inerţiei masei proprii a barajului rezultă făcînd produsul dintre masă şi acceleraţie:

$$C_g = \frac{G}{g} c = a G. \tag{X.11}$$

Forţa C_g [tf] se aplică în centrul de greutate al profilului solicitat şi se ia în funcţie de direcţia undei seismice (fig. X.4).

În cazul fundării barajelor pe roci rezistente stîncoase se admite scăderea lui C_g pînă la 0,5 din valoarea sa însă pentru fundarea pe terenuri mai slabe necoezive se sporeşte pînă la 2 C_g.

Presiunea suplimentară datorită inerţiei masei de apă variază cu adîncimea z sub nivelul apei, după o lege parabolică sau eliptică (fig. X.4). În cele două ipoteze presiunile sînt:

Repartiție parabolică	Repartiție eliptică
$p_c = a\,C_p\,\sqrt{Hz}$	$p_c = a\,C_e\,\sqrt{z\,(2H - z)}$
$C_a = \frac{2}{3}\,a\,C_p\,H^2$	$C_a = \frac{\pi}{4}\,a\,C_e\,H^2$ (X.12)
$C_p = \frac{817}{\sqrt{1 - \frac{7{,}75}{10^6}\left(\frac{H}{T}\right)^2}}$	$C_e = \frac{654}{\sqrt{1 - \frac{7{,}75}{10^6}\left(\frac{H}{T}\right)^2}}$

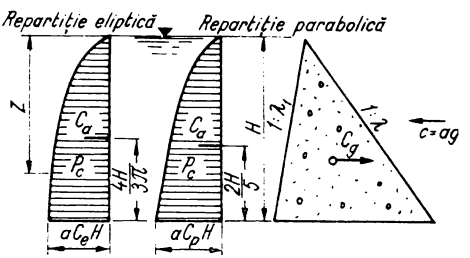


Fig. X.4. Profil solicitat la cutremur.

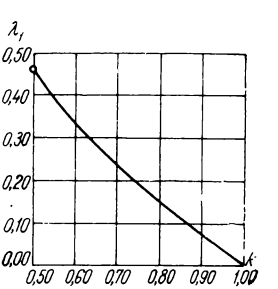


Fig. X.5. Reducerea forței seismice cu înclinarea paramentului amonte.

în care C_p și C_e [kgf/m³] sînt coeficienți, T [s] perioada vibrațiilor seismice în secunde și H [m] înălțimea barajului.

Cînd paramentul amonte λ_1 este înclinat, presiunea datorită inerției masei de apă va fi mai redusă decît în cazul paramentului vertical [2], astfel:

$$p_{c1} = k p_c,$$

în care k este un coeficient de reducere (fig. X.5) în funcție de înclinarea λ_1 a paramentului amonte.

Întrucît barajele sînt construcții masive, cu perioade mari ale oscilațiilor proprii, față de perioada $T = 1$s luată pentru oscilațiile seismice nu se înregistrează cazuri de rezonanță pentru astfel de construcții;

— forțe provenite din variațiile de temperatură. Variațiile zilnice de temperatură se propagă în beton pe adîncimi pînă la 0,30 m, iar cele lunare pînă la 6,00 m. La barajele de greutate rosturile de dilatație permit libera deformație a ploturilor astfel încît acestea nu înregistrează eforturi. În schimb, la barajele arcuite, unde rosturile dintre ploturi se injectează într-un anumit stadiu al execuției, corpul barajului este împiedicat să se deformeze și astfel variațiile de temperatură ale mediului

exterior şi cele din baraj produc eforturi. Solicitările sînt cu atît mai importante cu cît dimensiunile barajului sînt mai reduse.

Temperatura aerului variază aproximativ după o lege sinusoidală, avînd amplitudinea A_a (°C) şi perioada oscilaţiei complete $T = 1$ an.

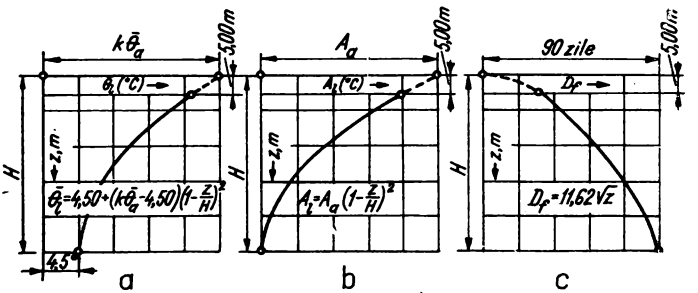


Fig. X.6. Variaţia temperaturii apei în lac cu adîncimea:
a — temperatura apei θ_l; *b* — amplitudinea A_l; *c* — defazarea D_f.

Măsurătorile temperaturii apei în lac efectuate în bazine de acumulare arată o variaţie aproximativ parabolică cu adîncimea [14], iar în timp o variaţie sinusoidală de amplitudine A_l (°C) de aceeaşi perioadă T, cu cea a aerului însă întîrziată cu timpul D_f necesar transmiterii prin convecţie. Pentru lacuri adînci avînd H peste 60 m, temperatura apei la fund este constantă şi egală cu circa +4,5°C (fig. X.6).

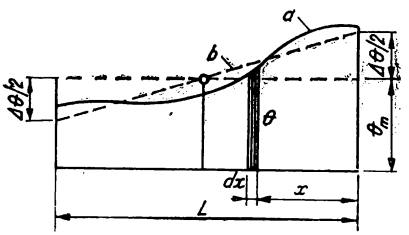


Fig. X.7. Variaţia temperaturilor în amonte şi aval de baraj.

În această situaţie variaţiile temperaturii pe paramentele barajului sînt arătate în fig. X.7.

În mod aproximativ, pentru ţara noastră, amplitudinea temperaturii aerului se poate lua $A_a = \pm (12° \ldots 15°)$, iar cea a temperaturii apei $A_l = \pm (6° \ldots 8°)$.

Cu aceste date şi pe baza ecuaţiei conducţiei deduse de Fourier se poate calcula temperatura θ, într-un perete de grosimea d [m], la distanţa x [m], pentru un anumit moment t, de forma [14]:

$$\theta(x, t) = f_1(x) \cos\frac{2\pi t}{T} + \varphi_1(x) \sin\frac{2\pi t}{T} + f_2(x) \cos\left(\frac{2\pi t}{T} - \beta\right) + \varphi_2(x) \sin\left(\frac{2\pi t}{T} - \beta\right) + k_1 + k_2 x, \qquad (X.13)$$

unde $\beta = 2\pi \frac{D_f}{T}$ este defazajul în radiani.

Distribuția astfel obținută este arătată în fig. X.8 prin curba trasată plin. Dacă se înlocuiește diagrama obținută cu un trapez [14], avînd aceeași suprafață și același moment static față de centrul secțiunii se obține:

θ_m [°C] temperatura medie uniform repartizată pe d;

$\Delta\theta_m$ [°C] diferența de temperatură dintre paramenți.

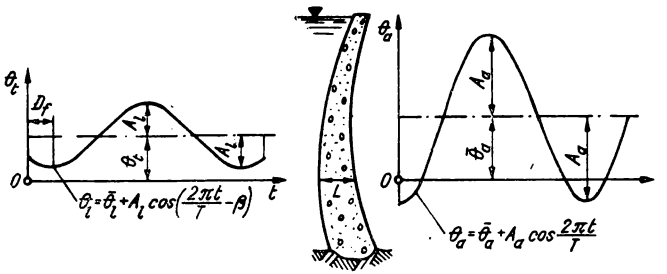


Fig. X.8. Distribuția temperaturilor într-o secțiune.

Cînd defazarea este nulă $\beta = 0$ și:

$$\theta_m = \frac{\bar{\theta}_a + \bar{\theta}_l}{2} \pm \frac{A_a + A_l}{2\mu L} \sqrt{2\,\frac{\operatorname{ch}\mu L - \cos\mu L}{\operatorname{ch}\mu L + \cos\mu L}}; \tag{X.14}$$

$$\Delta\theta = \bar{\theta}_a - \bar{\theta}_l \pm 6\,\frac{A_a - A_l}{\mu L} \cdot \frac{\operatorname{sh}\mu L - \sin\mu L}{\sqrt{2\,(\operatorname{ch}^2\mu L - \cos^2\mu L)}} \left(\frac{\operatorname{sh}\mu L + \sin\mu L}{\operatorname{ch}\mu L - \cos\mu L} - \frac{1}{\mu L}\right). \tag{X.15}$$

Introducînd doi coeficienți C_m și C_Δ (funcție de μ și L) cele două relații se scriu concentrat:

$$\theta_m = \frac{\bar{\theta}_a + \bar{\theta}_l}{2} \pm \frac{A_a + A_l}{2}\, C_m\,; \tag{X.16}$$

$$\Delta\theta = \bar{\theta}_a - \bar{\theta}_l \pm (A_a - A_l)\, C_\Delta, \tag{X.17}$$

unde $\bar{\theta}_a$ și $\bar{\theta}_l$ sînt temperaturile medii anuale ale aerului și apei, iar L grosimea secțiunii din beton.

În aceste relații, parametrul μ depinde de a [m²/h] coeficientul de difuzibilitate al betonului, astfel:

$$\mu = \sqrt{\frac{\pi}{a\,t_0}}. \tag{X.18}$$

Dacă se ține seama de defazarea β, atunci:

$$\theta_m = \frac{\bar{\theta}_a + \bar{\theta}_l}{2} \pm \frac{\sqrt{A_a^2 + A^2 + 2A_aA_l\cos\beta}}{2\mu L} \cdot \sqrt{2\,\frac{\operatorname{ch}\mu L - \cos\mu L}{\operatorname{ch}\mu L + \cos\mu L}}; \tag{X.19}$$

$$\Delta\theta = \bar{\theta}_a - \bar{\theta}_l \pm \frac{6}{\mu L \sqrt{2\,(\mathrm{ch}^2 \mu L - \cos^2 \mu L)\;(A_a^2 + A_l^2 + 2\,A_a\,A_l \cos\beta)}} \cdot$$

$$\cdot \left\{ \frac{(A_a^2 - A_l^2)\,(\mathrm{sh}^2\,\mu L - \sin^2\,\mu L) + 4\,A_a\,A_l\,\sin\beta\,\mathrm{sh}\,\mu L\,\sin\mu L}{\mathrm{ch}\,\mu L - \cos\,\mu L} - \right. \tag{X.20}$$

$$\left. - \frac{(A_a^2 - A_l^2)\,(\mathrm{sh}\,\mu L - \sin\,\mu L) + 2\,A_a\,A_l\,\sin\,\beta\,(\mathrm{sh}\,\mu L + \sin\,\mu L)}{\mu L} \right\} .$$

Coeficienții de reducere pentru calculul temperaturilor C_m și C_Δ, pentru $a = 0{,}040$ m²/h sînt reprezentați în fig. X.9.

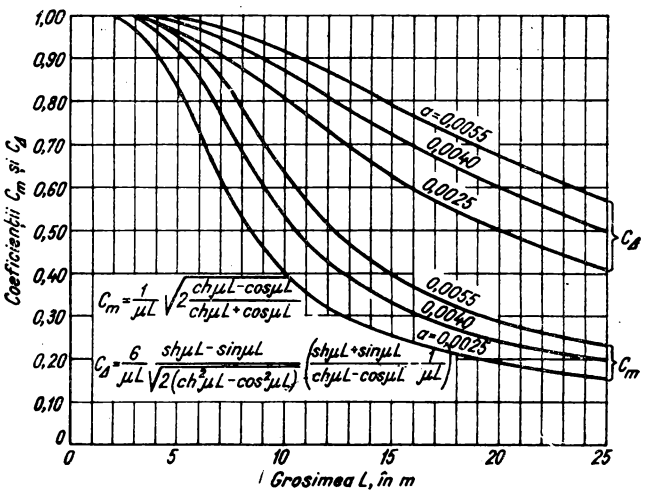


Fig. X.9. Coeficienții de reducere pentru calculul temperaturilor.

2. BARAJE DE BETON

2.1. BARAJE DE GREUTATE

2.1.1. Definiție, elemente și clasificare. Capitolul de față tratează barajele de greutate din beton. Prin acțiunea greutății proprii ele asigură stabilitatea la răsturnare prin momentul creat față de piciorul aval și la alunecare prin forțele de frecare ce acționează la nivelul fundației.

Barajul este alcătuit din ploturi (fig. X.10) de circa 12 pînă la 18 m lățime. Rostul dintre două ploturi evită fisurarea cauzată de contracția betonului.

Secțiunea transversală cu înălțimea maximă reprezintă profilul barajului. Din punctul de vedere al formei se disting : profiluri cu ambele paramente înclinate, profiluri cu paramentul amonte vertical și profiluri cu paramentul amonte frînt.

În medie raportul dintre lățimea de bază B [m] și înălțimea H [m] are valori cuprinse între 0,75 și 0,80.

Grosimile coronamentelor sînt de cîțiva metri.

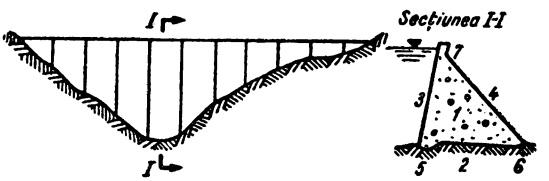


Fig. X.10. Părțile componente ale unui baraj de greutate :

1. — corpul barajului; 2 — fundație; 3 — parament amonte; 4 — parament aval; 5 — pinten amonte; 6 — pinten aval; 7 — coronament.

2.1.2. **Condiții geologice și morfologice.** Pentru fundarea unui baraj, terenul trebuie să îndeplinească următoarele condiții :

— rezistență suficientă pentru preluarea sarcinilor transmise ;
— compresibilitate redusă și uniformă ;
— permeabilitate mică și stabilitate la infiltrații ;
— structură monolită, fără crăpături, dislocări, alterări ;
— omogenitate, fără alterări de straturi slabe ;
— conservarea formei, după execuția barajului.

Pentru studierea terenului de fundație se efectuează cercetări geologice, hidrogeologice și geotehnice, pe baza cărora se determină condițiile geologice din amplasament :

— rezistența rocii și coeficientul de frecare cu betonul ;
— adîncimea de fundare a tălpii barajului ;
— gradul de fisurare și prevederea unui pinten ;
— neomogenitatea terenului, stratificație, fisuri ;
— permeabilitatea și compresibilitatea ;
— măsuri de îmbunătățire a condițiilor geologice.

Deoarece un baraj de greutate se execută din ploturi independente, separate prin rosturi de dilatație, comportarea sa în ansamblu nu este influențată de morfologia văii.

2.1.3. **Fundația barajelor de greutate.** Barajele de greutate încarcă fundațiile lor cu eforturi (tf/m^2) moderate de circa 2,00—2,50 ori în înălțimea lor [m], ce pot fi preluate în mod obișnuit de roci stîncoase și semistîncoase. Pe terenuri nestîncoase se pot construi baraje de greutate de cel mult 30 m pe nisipuri și argile și cel mult 40 m pe pietriș și bolovăniș. Terenurile trebuie să fie omogene și incompresibile.

În rocile șistoase și sedimentare orientarea straturilor influențează stabilitatea la alunecare și pierderea prin infiltrații. Înclinarea spre amonte este mai favorabilă.

Este necesar să se cunoască prezența faliilor, a dislocărilor și a alunecărilor pentru a se recurge la măsuri constructive corespunzătoare.

Permeabilitatea terenului favorizează pierderile de apă prin infiltrație, creînd totodată și forțe de subpresiune cu efecte defavorabile asupra stabilității.

Îmbunătățirea condițiilor geologice se poate face:

— prin injecții de consolidare cu lapte de ciment, executate de deasupra primelor lamele de beton, la distanța de 2—4 m pe adîncimi cuprinse între 5 și 15 m. Injectarea pe toată suprafața de fundare umple fisurile, micșorează permeabilitatea și subpresiunile și realizează o legătură corespunzătoare între baraj și rocă;

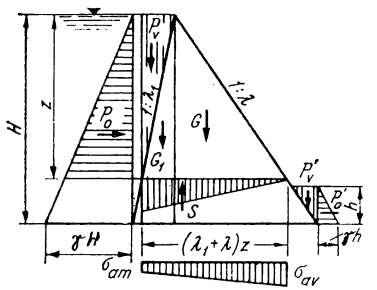


Fig. X.11. Forțele care acționează asupra unui profil triunghiular.

— prin perdele de etanșare constînd din injecții în adîncime, pînă la 0,50 și 1,00 din înălțimea barajului, ceea ce reduce infiltrațiile. După poziția lor se disting voaluri frontale, ce urmăresc barajul și voaluri de larg ce continuă pe versanți. Distanța dintre foraje, adîncimea lor, materialul de injectat și presiunea de lucru se stabilesc experimental, în cadrul lucrărilor de studiu. Execuția se poate face înainte de betonare sau în timpul acesteia, dintr-o galerie special prevăzută la piciorul amonte al barajului.

2.1.4. **Calculul eforturilor prin metoda elementară.** Se consideră că asupra barajului lucrează sarcinile fundamentale: greutatea proprie, presiunea apei și subpresiunea (fig. X.11)

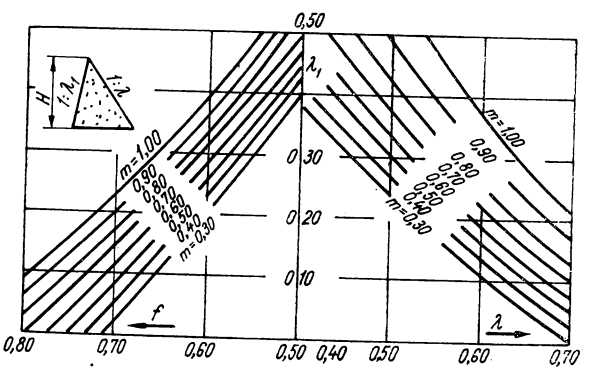


Fig. X.12. Variația paramentelor λ și λ_1 cu coeficienții m și f.

Într-o secțiune orizontală situată la adîncimea z sub nivelul apei, eforturile normale a cele două extremități se calculează cu formula:

$$\sigma_{av}^{am} = \frac{\Sigma V}{S} \pm \frac{\Sigma M}{W}. \qquad (X.21)$$

Evaluînd forțele verticale V și momentele M, cu notațiile din figură, pentru un profil cu grosimea de 1 m se ajunge la următoarea expresie a eforturilor:

$$\sigma_{av}^{am} = \frac{Z}{2(\lambda_1 + \lambda)^2}\left\{(\gamma_b - m\gamma)(\lambda_1 + \lambda)^2 + \gamma\lambda_1(\lambda_1 + \lambda) \pm \right.$$

$$\left. \pm [\gamma_b(\lambda^2 - \lambda_1^2) + \gamma\lambda_1(\lambda_1 + 3\lambda) - m\gamma(\lambda_1 + \lambda)^2 - 2\gamma]\right\}. \tag{X.22}$$

Pentru ipoteza lacului gol, eforturile se obțin făcînd $\gamma = 0$:

$$\sigma_{am} = \frac{\lambda}{\lambda_1 + \lambda}\gamma_b Z \text{ și } \sigma_{av} = \frac{\lambda_1}{\lambda_1 + \lambda}\gamma_b Z. \tag{X.23}$$

Dacă profilul triunghiular are paramentul amonte vertical, expresiile eforturilor sînt:

$$\begin{aligned} &\text{— la lac plin:} \quad \sigma_{am} = \left(\gamma_b - m\gamma - \frac{\gamma}{\lambda}\right) Z \text{ și } \sigma_{av} = \frac{\gamma}{\lambda^2} Z; \\ &\text{— la lac gol:} \quad \sigma_{am} = \gamma_b Z \qquad \text{și} \qquad \sigma_{av} = 0. \end{aligned} \tag{X.24}$$

Eforturile sînt proporționale cu adîncimea Z și sînt maxime la picioarele barajului unde $Z = H$.

2.1.5. **Stabilitatea la alunecare.** Cedarea teoretică a unui baraj se poate produce prin:

— alunecarea spre aval, pe terenul de fundație;

— răsturnarea în jurul piciorului aval;

— plutirea construcției sub acțiunea subpresiunilor.

Pentru barajele obișnuite, stabilitatea la alunecare împreună cu condițiile de rezistență determină dimensiunile construcției.

Alunecarea unui baraj se poate produce atunci cînd suma forțelor orizontale ΣH întrece forțele de frecare care acționează de-a lungul fundației. În acest caz, condiția de stabilitate se exprimă prin una din relațiile:

$$\Sigma H \leqslant f\Sigma V \text{ sau } k\Sigma H = f\Sigma V, \tag{X.25}$$

unde f este coeficientul de frecare statică între beton și rocă, iar k coeficientul de siguranță. Dacă se notează coeficientul de alunecare $\operatorname{tg}\varphi = \Sigma H/\Sigma V$, expresia coeficientului de siguranță, devine $k = f/\operatorname{tg}\varphi$.

În calcule se ia $k = 1{,}0 \ldots 1{,}10$ la barajele fundate pe terenuri stîncoase și $k = 1{,}30 \ldots 1{,}50$ pe terenuri nestîncoase.

Coeficientul de frecare f se determină experimental:

— pentru terenuri stîncoase, în roci eruptive 0,65—0,75 iar pentru roci sedimentare 0,50—0,65;

— pentru terenuri semistîncoase, marne, șisturi 0,30—0,50;

— pentru terenuri nestîncoase, pietrişuri 0,50, pămînturi nisipoase 0,40—0,50 nisipuri argiloase 0,35—0,40, argile nisipoase 0,25—0,30, argile 0,20—0,30.

Întrucît în realitate, prin execuţie şi prin măsuri constructive, se realizează o legătură unitară între beton şi rocă capabilă de eforturi de coeziune (aderenţă) τ, condiţia de stabilitate se scrie sub forma:

$$c\Sigma H = f\Sigma V + \tau B. \tag{X.26}$$

Efortul de coeziune τ se determină experimental şi are valori între 200 şi 500 tf/m^2. Coeficientul de siguranţă c din această relaţie trebuie să fie mai mare decît 4.

Pentru a spori stabilitatea se fac injecţii în fundaţie sau se prevăd dispozitive constructive (pinteni, redane sau trepte înclinate).

Cu notaţiile din fig. X.11 stabilitatea la alunecare poate fi scrisă sub una din formele:

$$\gamma \leqslant f\,[(\gamma_b - m\gamma)\,(\lambda_1 + \lambda) + \gamma\lambda_1],$$

sau: (X.27)

$$k\gamma = f\,[(\gamma_b - m\gamma)\,(\lambda_1 + \lambda) + \gamma\lambda_1].$$

2.1.6. **Dimensionarea profilurilor triunghiulare.** Dimensionarea profilurilor triunghiulare se face pe baza a două criterii:

— efortul la piciorul amonte, în ipoteza lacului plin să fie compresiune, cel mult $\sigma_{am} = 0$;

— condiţia de stabilitate la alunecare să fie asigurată, respectiv $\Sigma H/\Sigma V \leqslant f$.

Cele două condiţii de mai înainte cu notaţiile din fig. X.11 devin:

$$\begin{gathered}(\gamma_b - m\gamma)\,(\lambda_1 + \lambda)^2 - (\gamma_b - 2\gamma)\,(\lambda_1 + \lambda)\,\lambda_1 - \gamma\,(1 + \lambda_1)^2 = 0\,; \\ [(\gamma_b - m\gamma)\,(\lambda_1 + \lambda) + \gamma\lambda_1]\,f = \gamma.\end{gathered} \tag{X.28}$$

Soluţia comună celor două relaţii de mai sus este:

$$(1 - m)\,\gamma\lambda_1^2 + \frac{\gamma_b}{f}\,\lambda_1 - \frac{\gamma}{f^2} + \gamma_b - m\gamma = 0. \tag{X.29}$$

Variaţia paramentelor λ şi λ_1, pentru diverse valori ale coeficienţilor de frecare f şi ale coeficientului de reducere a subpresiunilor m este dată în fig.X.12. Suprafaţa profilului, respectiv volumul de beton creşte pentru valori mari ale lui m şi pentru valori mici ale lui f.

Soluţia sistemului de mai sus conduce la profilul optim al barajului. În adevăr dacă se notează $\lambda_1 = x$ şi $\lambda_1 + \lambda = y$ prima condiţie $\sigma_{am} = 0$ se reprezintă sub forma unei hiperbole (fig. X.13), iar cea de a doua $\Sigma H/\Sigma V = f$ sub forma unei drepte.

Soluţia simultană a condiţiilor se găseşte la intersecţia dreptei cu hiperbola, în care se observă că $\lambda_1 + \lambda =$ minim, deci profil optim.

Cînd coeficientul de frecare f este mai mic decît 0,80 profilul triunghiular cu parament înclinate este mai economic decît cel cu profil amonte vertical.

Dacă se impune un profil cu parament amonte vertical ($\lambda_1 = 0$), cînd $f < 0{,}80$ dimensionează condiţia de stabilitate la alunecare, iar cînd $f > 0{,}80$ dimensionează condiţia de efort nul.

Dacă se consideră profilul triunghiular cu parament amonte vertical ($\lambda_1 = 0$), atunci cele două condiții, cea de efort nul și cea de stabilitate la alunecare dau următoarele relații de dimensionare a barajului:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\gamma}{\gamma_b - m\gamma}} \text{ și } \lambda = \frac{1}{f} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_b - m\gamma}. \tag{X.30}$$

Pentru barajele amplasate în zone de seismicitate mare, trebuie să se ia în calcul și acțiunea cutremurului de accelerație ag [m/s²]:

$$\lambda = \frac{a}{2} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_b - m\gamma} + \sqrt{\left(\frac{a}{2} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_b - m\gamma}\right)^2 + \frac{\gamma + 1{,}60\, a\, C_p}{\gamma_b - m\gamma}}; \tag{X.31}$$

$$\lambda = \frac{\gamma - \frac{4}{3} a\, C_p}{f(\gamma_b - m\gamma) - a\gamma_b}.$$

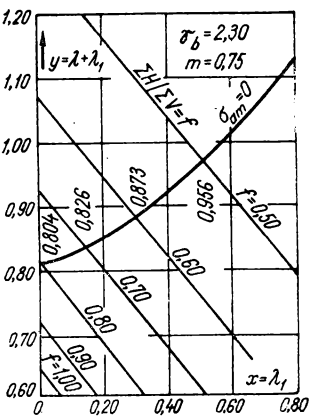


Fig. X.13. Determinarea profilului optim.

2.1.7. **Calculul eforturilor prin teoria elasticității.** Calculul prin metoda elementară a arătat că eforturile variază liniar cu adîncimea z, ca și presiunea apei. O soluție mai bună și mai reprezentativă referitoare la starea eforturilor în barajele de greutate se obține cu teoria elasticității.

Considerînd problema plană, într-un sistem de axe cu originea pe coronamentul barajului, expresiile eforturilor au forma:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= a_1 x + b_1 z; \\ \sigma_z &= a_2 x + b_2 z; \\ \tau &= a_3 x + b_3 z. \end{aligned} \tag{X.32}$$

Cei șase coeficienți se determină din condițiile de echilibru:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau}{\partial y} = 0 \text{ și } \frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial y} = \gamma_b, \tag{X.33}$$

precum și din condițiile de margine la paramente, care se obțin prin echilibrul unor prisme elementare:

$$\begin{aligned} &\text{— amonte: } \sigma_x = p - \lambda_1 \tau \text{ și } \tau = \lambda_1 (p - \sigma_z); \\ &\text{— aval: } \quad \sigma_x = \lambda \tau \text{ și } \tau = \lambda \sigma_z. \end{aligned} \tag{X.34}$$

Valorile coeficienților obținuți sînt :

$$a_1 = \frac{\lambda\lambda_1(\lambda-\lambda_1)}{(\lambda+\lambda_1)^2}\gamma_b - \frac{\lambda\lambda_1(2-\lambda\lambda_1+\lambda^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3}\gamma + \frac{\lambda^2}{\lambda+\lambda_1}m\gamma;$$

$$b_1 = \frac{2\lambda^2\lambda_1^2}{(\lambda+\lambda_1)^2}\gamma_b + \frac{\lambda^2(\lambda+3\lambda_1-2\lambda\lambda_1^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3}\gamma - \frac{\lambda\lambda_1^2}{\lambda+\lambda_1}m\gamma;$$

$$a_2 = \frac{\lambda_1-\lambda}{(\lambda+\lambda_1)^2}\gamma_b + \frac{2-3\lambda\lambda_1-\lambda_1^2}{(\lambda+\lambda_1)^3}\gamma + \frac{1}{\lambda+\lambda_1}m\gamma;$$

$$b_2 = \frac{\lambda^2+\lambda_1^2}{(\lambda+\lambda_1)^2}\gamma_b - \frac{\lambda-\lambda_1-2\lambda^2\lambda_1}{(\lambda+\lambda_1)^3}\gamma - \frac{\lambda}{\lambda+\lambda_1}m\gamma; \qquad (X.35)$$

$$a_3 = \frac{2\lambda\lambda_1}{(\lambda+\lambda_1)^2}\gamma_b + \frac{\lambda-\lambda_1-2\lambda^2\lambda_1}{(\lambda+\lambda_1)^3}\gamma - \frac{\lambda_1}{\lambda+\lambda_1}m\gamma;$$

$$b_3 = \frac{\lambda\lambda_1(\lambda-\lambda_1)}{(\lambda+\lambda_1)^2}\gamma_b + \frac{\lambda\lambda_1(2-\lambda\lambda_1+\lambda^2)}{(\lambda+\lambda_1)^3}\gamma + \frac{\lambda\lambda_1}{\lambda_1+\lambda_1}m\gamma.$$

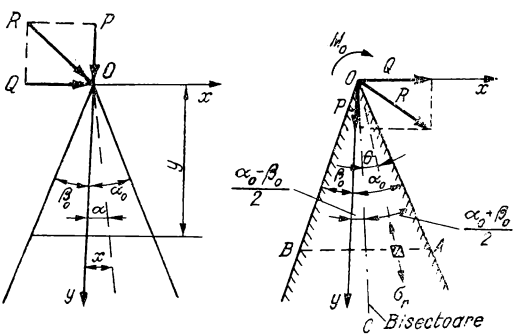


Fig. X.14. Schema pentru calculul eforturilor date de o forță concentrată și de un moment.

Teoria elasticității permite determinarea stării de eforturi și pentru altfel de sarcini [1].

Eforturile datorite unei sarcini concentrate R aplicate pe coronament (cu componenta orizontală Q și cea verticală P) se scriu pentru fiecare componentă separat, prin intermediul efortului σ_r, într-un sistem de coordonate polare cu axa OC, respectiv bisectoarea unghiului dintre paramente.

Axa OC face cu verticala dusă prin coronament unghiul:

$$\frac{1}{2}(\text{arc tg } \lambda - \text{arc tg } \lambda_1).$$

Se notează cu θ unghiul format de raza vectoare ce trece prin punctul studiat cu axa OC.

Cu aceste elemente expresiile eforturilor unitare în punctul de coordonate x, z se scriu:

$$\sigma_x = \sigma_r \sin^2\theta\,;\ \sigma_z = \sigma_r \cos^2\theta\,;\ \tau = \sigma_r \sin\theta\cos\theta\,. \tag{X.36}$$

Expresiile lui σ_r sub acțiunea componentelor P și Q sînt:

$$\sigma_r^Q = -\frac{2Q\cos^2\theta}{k_2 z}\left\{\lambda^2 - \lambda_1^2 - \right.$$

$$\left. - \operatorname{tg}\theta\,[(\text{arc tg }\lambda + \text{arc tg }\lambda_1)(\lambda^2+1)(\lambda_1^2+1) + (\lambda+\lambda_1)(\lambda\lambda_1+1)]\right\};$$

$$\sigma_r^P = -\frac{2P\cos^2\theta}{k_2 z}\left[\operatorname{tg}\theta\,(\lambda^2-\lambda_1^2) - \right. \tag{X.37}$$

$$\left. - (\text{arc tg }\lambda + \text{arc tg }\lambda_1)(\lambda^2+1)(\lambda_1^2+1) + (\lambda+\lambda_1)(\lambda\lambda_1+1)\right];$$

$$k_2 = (\text{arc tg }\lambda + \text{arc tg }\lambda_1)^2(\lambda^2+1)(\lambda_1^2+1) - (\lambda+\lambda_1)^2.$$

2.1.8. **Linii de egale eforturi principale.** Pentru a analiza modul cum este solicitat corpul unui baraj de greutate, trebuie determinate, în orice punct $P(x, z)$, pe lîngă eforturile unitare normale și tangențiale σ_x, σ_z, τ și eforturile principale σ_1, σ_2, τ_m, cu relațiile din rezistența materialelor:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x+\sigma_z}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_z}{2}\right)^2 + \tau^2}\,; \tag{X.38}$$

$$\tau_m = \pm\sqrt{\left(\frac{\sigma_x-\sigma_z}{2}\right)^2 + \tau^2}\,.$$

De asemenea trebuie calculat efortul efectiv de forfecare ținînd seama de frecarea interioară a betonului f:

$\tau_e = \tau - f\sigma$, care are valoarea maximă:

$$\tau_e = \sqrt{(1+f^2)\left[\left(\frac{\sigma_x-\sigma_z}{2}\right)^2 + \tau^2\right]} - f\frac{\sigma_x+\sigma_z}{2}\,. \tag{X.39}$$

S-a arătat mai înainte că eforturile unitare σ_x, σ_z și τ din solicitările normale au forma:

$$\sigma_x = a_1 x + b_1 z; \quad \sigma_z = a_2 x + b_2 z; \quad \tau = a_3 x + b_3 z;$$

adică sînt omotetice în raport cu vîrful profilului triunghiular. Se poate arăta că și eforturile principale σ_1, σ_2, τ_m și τ_e sînt de asemenea omotetice în raport cu vîrful.

Liniile de egal efort principal σ_1, σ_2, τ_m, τ_e = const denumite izostatice reprezintă locul geometric al punctelor cu aceleași eforturi principale.

Înlocuind expresiile liniare ale lui σ_x, σ_z, în relațiile σ_1, σ_2, τ_m și τ_e = const se obțin ecuațiile liniilor izostatice, respectiv următoarele conice:

$$\begin{gathered}
\alpha_1 x^2 + 2\,\beta_1\, xz + \gamma_1 z^2 - 2\,\alpha\sigma x - 2\,\beta\sigma z + \sigma^2 = 0; \\
\alpha_2 x^2 + 2\,\beta_2\, xz + \gamma_2 z^2 - \tau_m^2 = 0; \\
(\alpha_2 - f^2\alpha_1) x^2 + 2\,(\beta_2 - f\beta_1)\, xz + (\gamma_2 - f^2\gamma_1) z^2 - \\
-2\alpha f\tau_e x - 2\beta f\tau_e z - \tau_e^2 = 0.
\end{gathered} \tag{X.40}$$

Coeficienții acestor conice au următoarele expresii:

$$\begin{gathered}
\alpha = \frac{a_1 + a_2}{2}; \quad \beta = \frac{b_1 + b_2}{2}; \quad \alpha_1 = a_1\, a_2 - a_3^2; \\
\alpha_2 = \left(\frac{a_1 - a_2}{2}\right)^2 + a_3^2; \quad \gamma_1 = b_1\, b_2 - b_3^2; \\
\gamma_2 = \left(\frac{b_1 - b_2}{2}\right)^2 + b_3^2; \quad \beta_1 = \frac{a_1\, b_2 + a_2 b_1}{2} - a_3\, b_3; \\
\beta_2 = \frac{a_1 - a_2}{2} \cdot \frac{b_1 - b_2}{2} + a_3\, b_3.
\end{gathered} \tag{X.41}$$

În fig. X.15 sînt reprezentate izostaticele la lac plin și la lac gol pentru un profil de greutate. După calcularea și reprezentarea uneia din curbe, de exemplu σ_1 = const, în baza omotetiei se poate construi toată familia de conice σ_1 prin raze vectoare duse prin vîrful profilului.

2.1.9. **Traiectoriile eforturilor principale.** Poziția suprafețelor elementare pe care acționează eforturile principale normale sau direcția acestora se determină cu:

$$\operatorname{tg}\alpha = -\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2\tau} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2\tau}\right)^2 + 1}. \tag{X.42}$$

Curbele care admit ca tangentă în orice punct direcția unui efort principal se numesc traiectoriile acestuia și ele indică modul în care eforturile parcurg secțiunea transversală a barajului.

Traiectoriile eforturilor principale sînt omotetice în raport cu vîrful profilului, ca și izostaticele.

Direcțiile eforturilor principale τ_m fac cu direcțiile efortului σ_1, unghiuri de $\pm 45°$ iar cele ale lui τ_e unghiuri de $\pm \left(45° - \frac{\varphi}{2}\right)$ respectiv după relațiile:

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\operatorname{tg} \alpha \pm 1}{1 \mp \operatorname{tg} \alpha} \quad \text{și} \quad \operatorname{tg} \gamma = \frac{\operatorname{tg} \alpha \pm e}{1 \mp e \operatorname{tg} \alpha}, \tag{X.43}$$

unde s-a notat $e = \sqrt{1 + f^2} - f$.

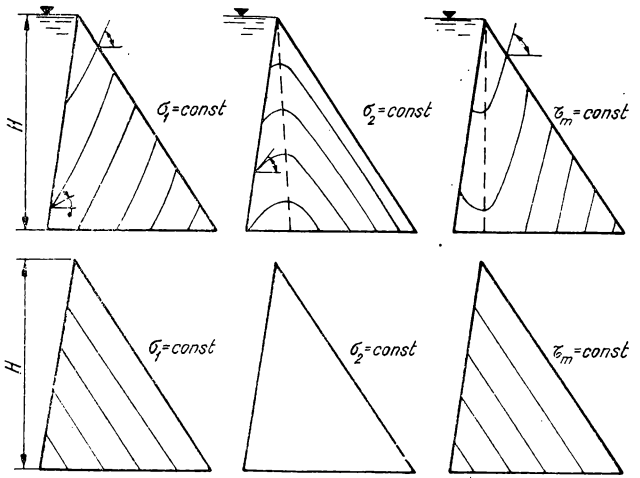


Fig. X.15. Liniile izostatice în profilul triunghiular.

Ecuația diferențială a traiectoriilor se deduce din:

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2\tau} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2\tau}\right)^2 + 1};$$

înlocuind

$$\frac{\sigma_x - \sigma_z}{2\tau} = \frac{(a_1 - a_2)\, x + (b_1 - b_2)\, z}{2\, a_3 x + 2 b_3 z} = \frac{ax + bz}{cx + dz}. \tag{X.44}$$

S-a notat $a = a_1 - a_2$; $b = b_1 - b_2$; $c = 2\, a_3$; $d = 2 b_3$. Cu aceste notații ecuația diferențială a traiectoriilor se scrie:

$$\frac{dz}{dx} = -\frac{ax + bz}{cx + dz} \pm \sqrt{\left(\frac{ax + bz}{cx + dz}\right)^2 + 1}. \tag{X.45}$$

Această ecuație se integrează prin intermediul unei substituții de forma [28] :

$$ax + bz = u\ (1 - t^2) \text{ și } cx + dz = 2\ ut. \tag{X.46}$$

Cu ajutorul acestora se obține o ecuație în u, t a căror variabile se separă, astfel încît prin integrare se obține funcția auxiliară u, de forma :

$$u = (t - t_1)^{-c_1}\,(t - t_2)^{-c_2}\,(t - t_3)^{-c_3}\,. \tag{X.47}$$

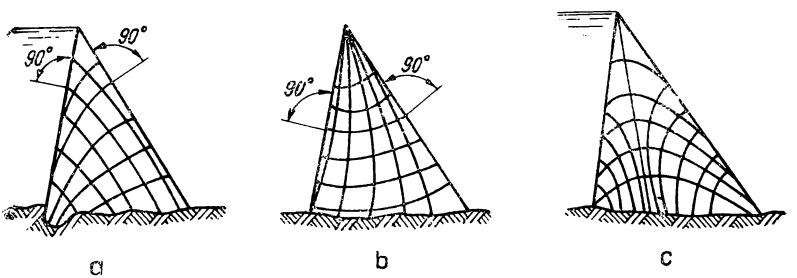


Fig. X.16. Traiectoriile eforturilor principale :
a – pentru σ_1 și σ_2; b – pentru τ_{m_1} și τ_{m_2}; c – pentru τ_{e_1} și τ_{e_2}.

Revenind la substituția de bază se obține ecuația parametrică a traiectoriilor principale :

$$x = k\,\frac{-\,dt^2 - 2\ bt + d}{ad - bc}\cdot u(t)\,;$$

$$z = k\,\frac{ct^2 + 2\ at - c}{ad - bc}\cdot u(t)\,; \tag{X.48}$$

Parametrul t, respectiv $-\dfrac{1}{t}$ sînt valorile tangentei la traiectoria într-un punct dat P. Semnul + și − din expresia ecuației diferențiale dă două valori $\operatorname{tg}\alpha_1 \operatorname{tg}\alpha_2 = -1$ pentru traiectoriile de ordinul 1, respectiv de ordinul 2, care sînt ortogonale între ele (fig. X.16). Luînd pe rînd fiecare semn se obțin două funcții auxiliare u_1 și u_2.

Raționamentul făcut pentru traiectoriile lui σ_1 și σ_2 se aplică și pentru traiectoriile lui τ_{m1}, τ_{m2} și τ_{e1}, τ_{e2}, ținînd seama de relațiile date la început între unghiurile α, β și γ. Respectiv se determină funcțiile auxiliare u_{m1}, u_{m2}, u_{e1}, u_{e2}, din ecuațiile diferențiale:

$$\frac{u'\,(ct^2 + 2at - c) + 2\ u(ct + a)}{u'(dt^2 + 2\ bt - d) + 2\ u(dt + b)} + \frac{1 + t}{1 - t} = 0\,;$$

$$\frac{u'(ct^2 + 2\ at - c) + 2\ u(ct + a)}{u'(dt^2 + 2\ bt - d) + 2\ u(dt + b)} + \frac{t - 1}{t + 1} = 0. \tag{X.49}$$

Pentru τ_{e1} și τ_{e2} fracțiile din dreapta se înlocuiesc cu $\frac{t+e}{1-et}$, respectiv cu $\frac{t-e}{1+et}$

În formula parametrică a soluției, k reprezintă constanta de omotetie în raport cu vîrful profilului.

2.1.10. **Dimensionarea profilelor trapezoidale.** Profilurile triunghiulare sînt mai economice decît cele trapezoidale pentru barajele de greutate [10], sporul de volum crescînd cu lățimea coronamentului (fig. X.17).

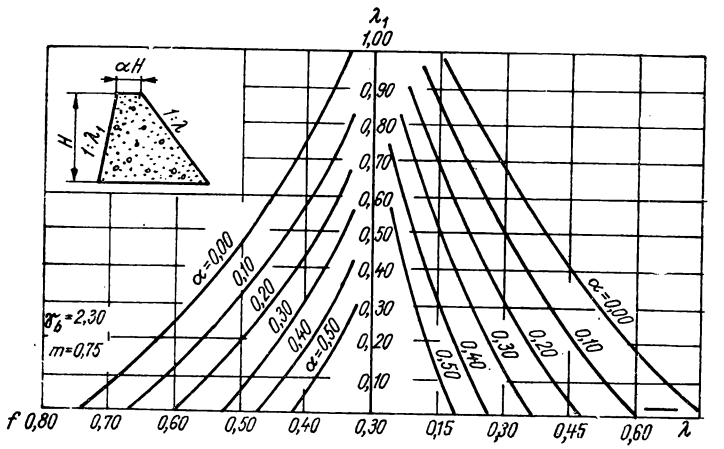


Fig. X.17. Dimensionarea profilului trapezoidal (în funcție de f și α).

În cazul unui baraj deversant, profilul trapezoidal devine rațional întrucît asigură la creastă grosimea necesară pentru forma deversantă. Dimensionarea în acest caz se face ținînd seama (fig. X.18) de : βH înecarea din aval și δH supraînălțarea nivelului apei din amonte.

2.1.11. **Influența deformației terenului de fundație asupra repartiției presiunilor.** În considerațiile făcute s-a presupus profilul barajului de adîncime nedefinită, fără să se țină seama de condițiile de rezemare pe fundație. În funcție de raportul modulilor de elasticitate E_b/E_t repartiția liniară a eforturilor se deformează pe suprafața dintre beton și teren.

Deformația terenului de fundație nu aduce efecte defavorabile asupra comportării barajului, în ipoteza lacului gol.

În ipoteza lacului plin (fig. X.19) se constată următoarele :

— cu cît terenul este mai rigid, cele două picioare ale barajului sînt mai solicitate la tensiuni ; cu cît terenul este mai slab aceste eforturi se transformă în compresiuni, care se concentrează la piciorul aval, ceea ce implică măsuri constructive (îngroșări, rotunjiri etc.) ;

— eforturile tangențiale τ se distribuie analog cu cele verticale σ_z, iar eforturile orizontale σ_x cresc mult față de cele care rezultă prin metodele de calcul obișnuite.

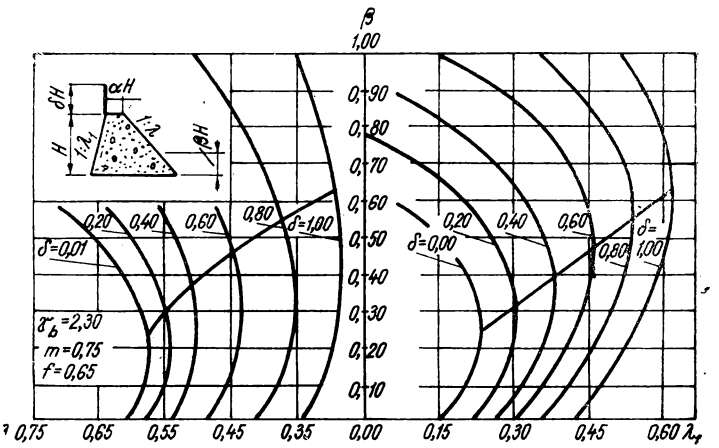


Fig. X.18. Variația înclinării paramentelor cu coeficienții β și δ.

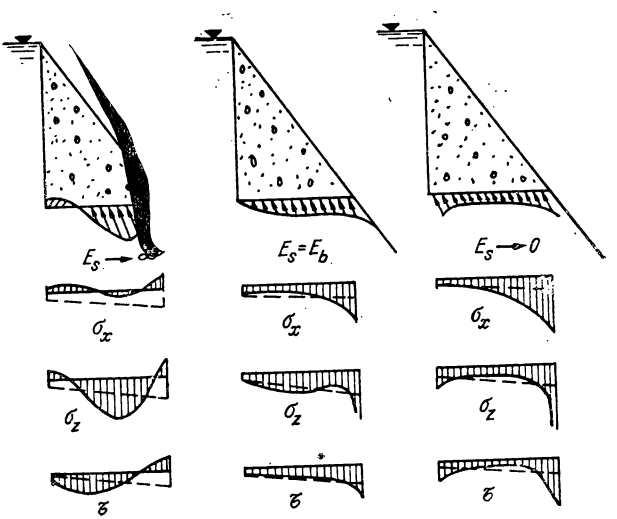


Fig. X.19. Repartiția eforturilor în suprafață de fundație, la lac plin.

2.1.12. **Rosturi în baraj.** Efectele contracției longitudinale a betonului, ale variației temperaturii exterioare, ale tasărilor inegale pe terenul de fundație impun construcția barajelor din ploturi independente, care se pot deforma liber, și care sînt separate prin rosturi transversale.

Distanța dintre rosturi se recomandă să nu depășească 15 m, iar pe versanți se micșorează la 10—12 m.

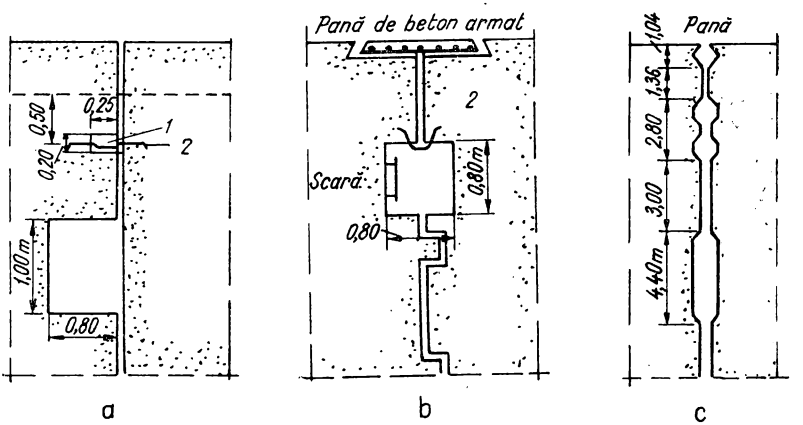


Fig. X.20. Detalii de rosturi:
a — plan; *b* — frînt; *c* — dublu; *1* — umplutură de asfalt; *2* — tolă de cupru.

După forma în plan, rosturile pot fi plane, frînte sau duble (fig. X. 20) primele fiind cele mai indicate pentru barajele de greutate.

Din amonte spre aval, rostul se compune din:

— pana de beton armat, avînd conturul astfel încît să nu se desprindă dintre cele două ploturi;

— tola de etanșare, situată la circa 1,00—1,50 m de paramentul amonte, în formă de *U*, *V*, *M*, *Z* și așezată uneori într-un puț cu mastic bituminos;

— puțul de vizitare, situat după tolă, cu latura sau diametrul cuprins între 0,80 și 1,20 m.

În spațiul dintre pană și puț, rostul se umple cu un material izolant (carton asfaltat, celochit, plută sau azbest), iar de la puț pînă la paramentul aval se lasă liber, pentru scurgerea apelor de infiltrație.

Tola de etanșare poate fi de cupru, oțel inoxidabil sau de material plastic rezistent.

2.1.13. **Dispozitive de drenaj și vizitare.** Pentru a se evita infiltrarea apei în corpul barajului, care poate produce degradări și crează presiuni în pori, se prevăd în apropierea paramentelor amonte rețele de tuburi poroase care să dreneze și să evacueze apele infiltrate.

Se recomandă tuburi de 20—30 cm diametru. Raportul între distanța dintre tuburi și diametrul lor este de circa $2a/2r = 10$. Distanța tubului de la parament crește cu adîn-

cimea, circa 1/10 din coloana de apă şi cel puţin 2 m. Reţeaua se prelungeşte pînă la coronament. O infiltraţie de 5—10 l/m² şi zi este acceptabilă.

Drenurile verticale debuşează în mai multe galerii orizontale, de unde apele sînt evacuate în aval.

Acţiunea drenantă modifică repartiţia subpresiunii într-o secţiune orizontală (fig. X. 21).

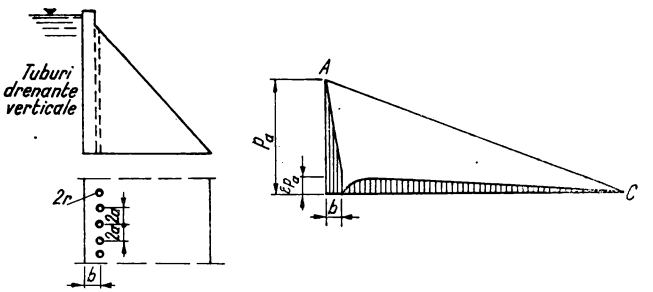


Fig. X.21. Repartiţia subpresiunilor creată de o reţea de drenaj.

Astfel, repartiţia reală (haşurată) cu reţea de drenaj este mai redusă decît cea liniară, fără reţea [3].

Valoarea ε a subpresiunii în punctul B este:

$$\varepsilon = \frac{1}{1 + \dfrac{\pi b}{a \ln \dfrac{a}{\pi r}}}. \qquad \text{(X.50)}$$

Cînd rosturile de dilataţie nu sînt umplute cu material izolant, ele exercită o acţiune drenantă, colectînd apele de infiltraţie şi evacuîndu-le în aval.

Făcînd ipoteze simplificatoare, Tölke [3] a determinat teoretic valoarea presiunii p într-un punct (x, z pe fig. X. 22), precum şi presiunea medie $\bar{p}$ în diverse secţiuni x:

$$p = p_a \left[1 - \frac{x}{B} - \Sigma \frac{2}{\pi n} \cdot \frac{\operatorname{ch} \dfrac{n\pi y}{B}}{\cos \dfrac{n\pi y}{2B}} \sin \frac{n\pi x}{B} \right];$$

$$\bar{p} = p_a \left[1 - \frac{x}{B} - \Sigma \frac{4}{\pi^2 n^2} \cdot \frac{B}{L} \operatorname{th} \frac{n\pi L}{2B} \sin \frac{n\pi x}{B} \right]. \qquad \text{(X.51)}$$

Galeriile şi puţurile de vizitare se prevăd la circa 5—6 m de paramentul amonte, iar în elevaţie cîte una la 25—30 m. Dimensiunile lor sînt cuprinse între 1,20×2,00 m şi 2,00×3,00 m, de diferite forme. Din cauza concentrării de eforturi se prevede o uşoară armare.

Galeria inferioară urmăreşte de obicei fundaţia barajului şi are dimensiuni mai mari între 2,50×3,00 m şi 3,50×4,00 m pentru a permite operaţiile de injectare ale voalului de etanşare.

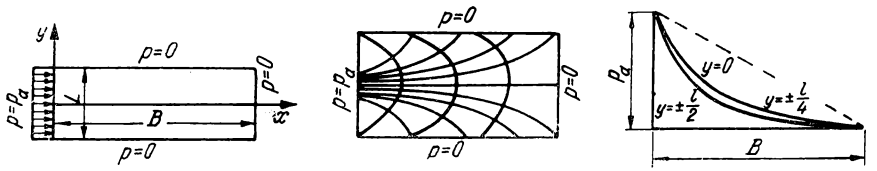


Fig. X.22. Schema de calcul pentru repartiţia presiunilor într-o secţiune dreptunghiulară.

Puţurile de vizitare se aşază în general în rosturi şi în cazuri speciale în corpul barajului, cu diametre reduse între 0,80 şi 1,20 m.

2.1.14. **Baraje de greutate cu rosturi lărgite.** Barajele de greutate cu rosturi lărgite constau din ploturi triunghiulare, în ale căror feţe laterale se prevăd goluri, lăţimea unui rost lărgit atingînd 3—5 m. Ele reprezintă o formă intermediară între barajele de greutate, faţă de care reprezintă îmbunătăţiri şi cele evidate.

Efectele favorabile ale sistemului constructiv cu rosturi lărgite sînt următoarele:

— reducerea subpresiunilor, menţinerea uscată a betonului, creşterea siguranţei construcţiei;

— răcirea mai uşoară a betoanelor, reducerea fenomenelor exotermice şi a efectelor lor;

— supraveghere şi întreţinere mai bună.

Dimensionarea se face pe baza elementelor din fig. X.23, respectîndu-se criteriile de la profilul triunghiular plin, adică efort nul în amonte la lac plin şi stabilitatea la alunecare:

$$\left[\frac{2}{\gamma}\cdot\frac{k_1}{k_3}\left(\frac{3\gamma}{2}+k_1-\gamma_b k_3\right)-\gamma_b+m\gamma\right]\lambda_1^2+\frac{1}{f}\left[k_1\left(\frac{2\gamma_b}{\gamma}+\frac{1}{k_2}-\frac{3}{k_3}\right)+\right.$$

$$\left.+2(\gamma_b-m\gamma)\right]\lambda_1-\frac{1}{f^2}\left[k_1\left(\frac{1}{k_2}-2\frac{f^2}{\gamma}\cdot\frac{k_1}{k_3}\right)+\gamma_b-m\gamma\right]=0$$

$$fk_1\lambda=\gamma-f\lambda_1(\gamma+k_1). \qquad \text{(X.52)}$$

Coeficienţii k reprezintă următoarele expresii:

$$k_1=\gamma_b-m\gamma+\alpha m\gamma(1-\beta)-\alpha\gamma_b(1-\beta)^2;$$

$$k_2=1-\alpha(1-\beta)\ \text{şi}\ k_3=1-\alpha(1-\beta)^2. \qquad \text{(X.53)}$$

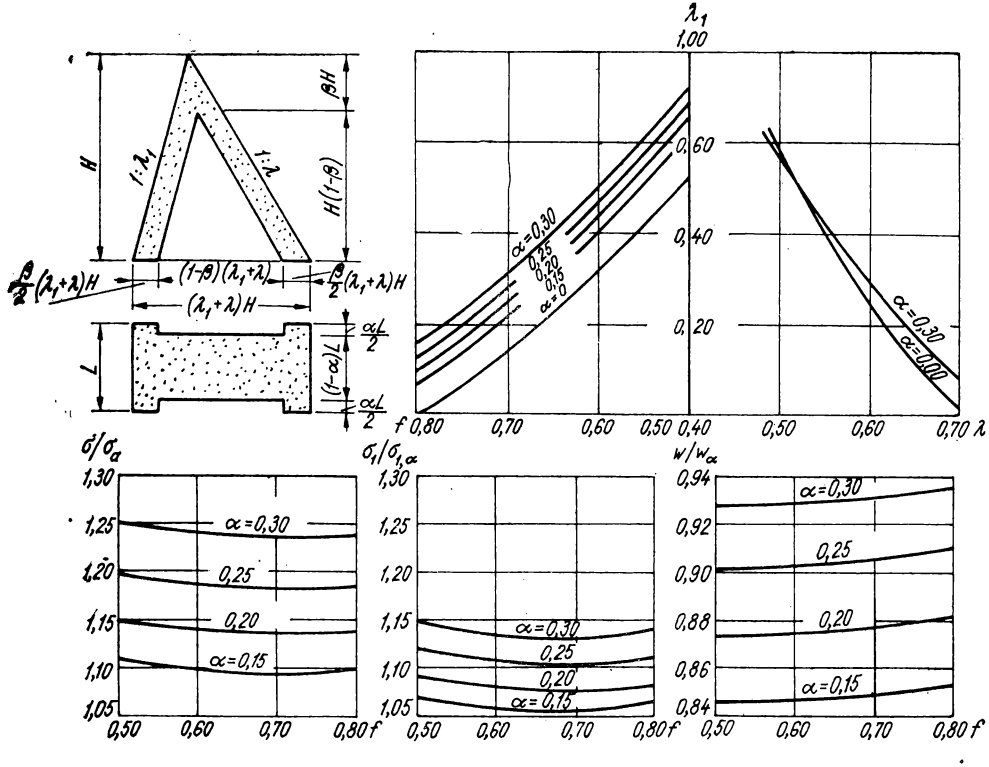


Fig. X.23. Dimensionarea barajelor cu rosturi lărgite.

Raportul între lățimea unui rost și lățimea totală a unui plot se notează cu α și se numește coeficient de evidare. Pe baza unor calcule numerice se dă în fig. X. 23 [11] o diagramă pentru predimensionare.

Paramentul λ_1 crește cu coeficientul de evidare α. Eforturile la piciorul aval cresc de asemenea cu α și anume cele verticale cu 10—25 %, iar cele principale cu 5—15 %. Economia la volumul de beton este de circa 10 % pentru $\alpha = 0{,}20$.

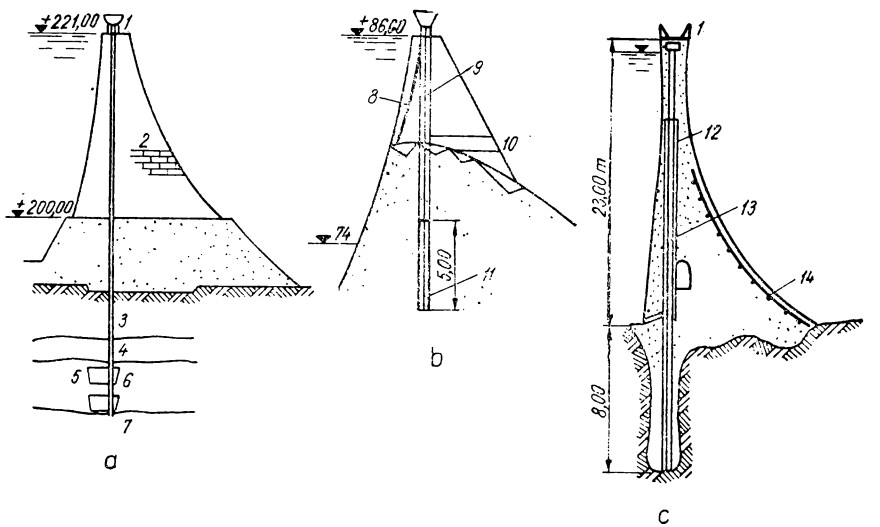


Fig. X.24. Baraje precomprimate :

a — Cheurfas; *b* — Fergoug; *c* — Allt — Na — Lairige; *1* — capătul ancorajului; *2* — zidărie de piatră; *3*— gresie calcaroasă; *4* — calcar; *5* — camere de ancoraj; *6* — gresie galbenă; *7* — marnă argiloasă; *8* — tolă de cupru; *9* — puț pentru cabluri; *10* — galerie de acces; *11* — ancoraj; *12* — manșon de legătură *13* — fascicul de bare 1 200 t; *14* — zonă armată.

2.1.15. **Baraje precomprimate.** Pentru a-și asigura stabilitatea barajele de greutate necesită volume mari de beton. Capacitatea de rezistență a betonului este însă slab utilizată. Din această cauză s-a redus o anumită parte a profilului triunghiular (din aval) introducîndu-se în loc o forță de comprimare în amonte, realizată prin cabluri sau bare (fig. X.24).

În afară de reducerea volumului de beton, prin micșorarea secțiunii se reduc sub presiunile, excavațiile, cofrajele și timpul de execuție.

Din motive constructive, comprimarea se face la coronament, forța fiind constantă pe toată înălțimea barajului.

Dimensionarea barajelor precomprimate se poate face tot pe baza celor două criterii clasice : efort nul în amonte la lac plin și stabilitatea la alunecare [12].

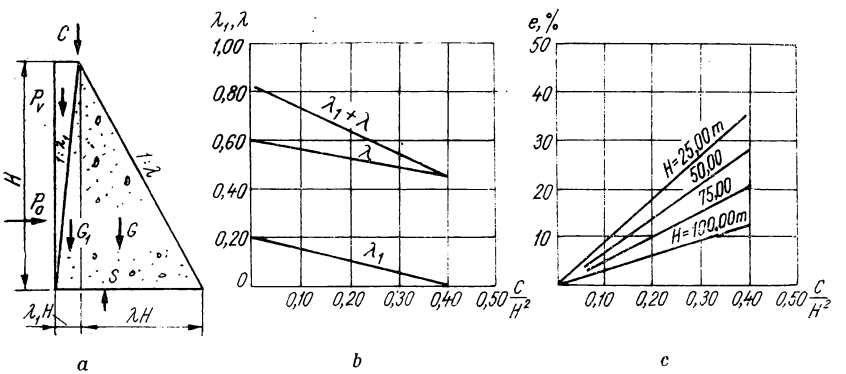
Introducînd în calcul forța de comprimare C (tf/m), conform fig. X.25, cele două criterii conduc la relațiile :

$$(1-m)\,\lambda_1^2+\left[\frac{1}{f}\cdot\frac{\gamma_b}{\gamma}-\frac{2C}{\gamma H^2}\left(\frac{\gamma_b}{\gamma}-3m+2\right)\right]\lambda_1-$$

$$-\frac{1}{f^2}+\frac{4C^2}{\gamma^2H^2}+\frac{\gamma_b}{\gamma}-m=0\,; \qquad (X.54)$$

$$\lambda=\frac{1}{\gamma_b-m\gamma}\left(\frac{\gamma}{f}-\frac{2C}{H^2}\right)-\lambda_1\left(1+\frac{\gamma}{\gamma_b-m\gamma}\right).$$

Pe baza unor calcule numerice se dau în fig. X.25 diagrame de predimensionare Parametrul care influențează valorile lui λ și λ_1 este C/H^2; cu cît acesta este mai mare, λ și λ_1 scad.



a b c

Fig. X.25. Baraje precomprimate :

a — schema de calcul; *b* — variația lui λ și λ_1; *c* — variația economiei de beton.

Precomprimarea este cu atît mai eficientă cu cît forța C este mai mare și H este mai mic. Întrucît forțele de comprimare realizate practic pînă în prezent nu au depășit 2 000—3 000 tf, domeniul barajelor precomprimate rămîne limitat pentru baraje de înălțimi reduse.

Economicitatea acestor baraje a fost studiată [12] în funcție de raportul dintre costul cablurilor de ancoraje și costul betonului economisit (fig. X.25).

De asemenea trebuie menționat că fundația unui baraj precomprimat trebuie să asigure condiții corespunzătoare pentru dispozitivele de ancorare.

2.2. BARAJE ARCUITE

2.2.1. Definiție, clasificare. Se consideră baraje arcuite construcțiile cu formă curbilinie în plan, care lucrează ca bolți sau arce și transmit presiunea apei și încărcările aferente atît după verticală, cît și după orizontală către versanții văii.

Structura unui baraj arcuit (fig. X.26) poate fi considerată teoretic ca fiind constituită dintr-o serie de console verticale, încastrate în roca de fundație și dintr-o serie de arce orizontale, încastrate în versanți. Se disting două tipuri de astfel de baraje :

— de greutate în arc, dacă sarcinile sînt preluate în mai mare măsură pe verticală care sînt mai groase ;

— în arc pur, dacă sarcinile sînt preluate mai mult pe orizontală care sînt mai subțiri.

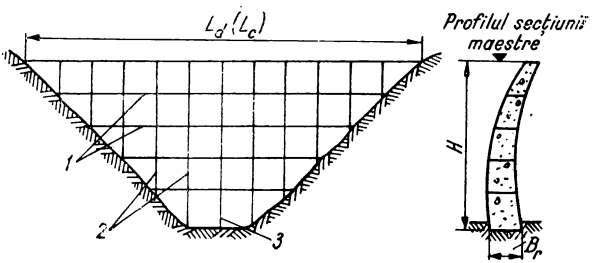


Fig. X.26. Elementele unui baraj arcuit

1 — arce orizontale ; *2* — console verticale ; *3* — secțiunea maestră.

Întrucît între cele două tipuri nu există o delimitare riguroasă, există numai criterii relative, astfel :

— după deschiderea relativă a văii :

$$\text{de greutate în arc} \quad 1{,}5 < \frac{L_c}{H} < 3{,}5 \text{ ; în arc pur } \frac{L_c}{H} < 1{,}5 \text{ ;}$$

— după raportul complex definit de H^2/Br :

$$\text{de greutate în arc} \quad 1{,}5 < \frac{H^2}{Br} < 8 \text{ ; în arc pur } \frac{H^2}{Br} > 8 \text{ ;}$$

— după coeficientul de îndrăzneală, definit de $k = \frac{L_d^2 H^2}{V}$, care trebuie să fie cît mai mare.

În aceste relații L_c, L_d [m] sînt lungimea coardei și a coronamentului desfășurat, iar V [m^3] volumul barajului.

2.2.2. **Condițiile geologice și morfologice.** Barajele arcuite sînt mai pretențioase, decît cele de greutate. Versanții și fundul văii trebuie să fie alcătuiți din roci rezistente masive, nedeformabile, etanșe și nedegradabile în contact cu apa.

Dacă unele din aceste condiții nu sînt suficient de favorabile ele pot fi îmbunătățite prin lucrări de injecții și consolidare.

În afară de condițiile geologice generale menționate la barajele de greutate, trebuie să fie cunoscute în special următoarele : stabilitatea generală a versanților, modulul de elasticitate al terenului de fundație, rezistențele admisibile pe teren și permeabilitatea lui.

Relieful văii joacă un rol important în alegerea soluției pentru un baraj arcuit, fiind deosebit de favorabil pentru $\alpha = L/H$ sub 1,5 și favorabil pentru α pînă la 3,50. În afară de acest parametru, F. Tölke [3] introduce un al doilea coeficient de formă β, prin intermediul formulei :

$$l(z) = L\left(\frac{z}{H}\right)^{\beta-1}, \tag{X.55}$$

unde l este lățimea văii la înălțimea z peste talveg. Se observă că pentru vale dreptunghiulară $\beta = 1{,}0$; pentru vale parabolică $\beta = 1{,}5$; pentru vale triunghiulară $\beta = 2{,}0$.

Dacă valea nu prezintă simetrie, atunci se urmărește să se realizeze constructiv acest lucru, atît cît este posibil, prin excavarea proeminențelor stîncoase, prin prevederea de culee la nașterea arcelor superioare sau așa cum se va arăta în continuare prin prevederea unui rost perimetral.

2.2.3. **Profilul și forma în plan a barajelor arcuite.** Caracteristică pentru un baraj arcuit este secțiunea maestră, făcută vertical în planul în care înălțimea este maximă. Alegerea mai judicioasă a secțiunii maestre pentru proiectarea unui baraj arcuit se face pe baza unor secțiuni ale barajelor executate în condiții geologice și morfologice similare. Forma inițială admisă se adaptează la condițiile de înscriere, se încearcă pe modele și se verifică prin calcule statice pînă se definitivează.

Pentru ușurința trasării și a calculelor statice, este recomandabil ca elementele secțiunii maestre să varieze continuu cu înălțimea, după o lege analitică, mai ales că prezența unor discontinuități ar putea conduce la apariția și concentrarea unor eforturi suplimentare.

Forma optimă în plan, din punct de vedere economic și static este cea circulară. Astfel, considerînd un arc simplu rezemat, de grosime constantă și supus la o presiune radială uniformă, forma de coincidență este un arc de cerc. Dacă lungimea coardei ce trebuie închisă între versanți este $2\,l$, rezultă raza și distanța centrului la coardă :

$$r = l\sqrt{1+\operatorname{cot} g^2\alpha} \text{ și } y = l \operatorname{cotg} \alpha, \tag{X.56}$$

unde 2α este unghiul la centru al arcului.

Pentru determinarea unghiului optim L. Jorgensen a determinat suprafața minimă a arcului S, supus la presiunea hidrostatică constantă p, admițînd un efort maxim de compresiune, pentru grosimea d a arcului :

$$S = 2\alpha r d = 2\alpha\frac{pr^2}{\sigma} = \frac{2pl^2\alpha}{\sin^2\alpha}. \tag{X.57}$$

Anulînd derivata $dS/d\alpha = 0$ se obține că S este minim, cînd $2\alpha = 133°34'$.

În condițiile reale de rezemare, unghiul la centru economic este cuprins între 150—180°, cînd morfologia văii permite acest lucru.

2.2.4. **Trasarea barajelor arcuite.** După forma văii și condițiile versanților, trasarea barajelor arcuite se poate face în 3 moduri :

Baraje cu rază constantă (cilindrice), în văi dreptunghiulare sau trapezoidale ($\beta < 1{,}5$), care se obține prin rotirea secțiunii maestre în jurul unui ax vertical (fig. X.27).

În acest caz este indicată secțiunea maestră trapezoidală care dă parament amonte

cilindric. Dacă este necesară îngroşarea arcelor la naşteri, atunci conturul aval se trasează cu raze mai mici.

Baraje izogone, aplicabile la văi parabolice sau triunghiulare ($\beta > 1{,}5$), conceput de Jorgensen, astfel încît fiecare arc component să aibă aceeaşi deschidere unghiulară. Trasarea barajelor cu unghi la centru constant se arată în fig. X.28.

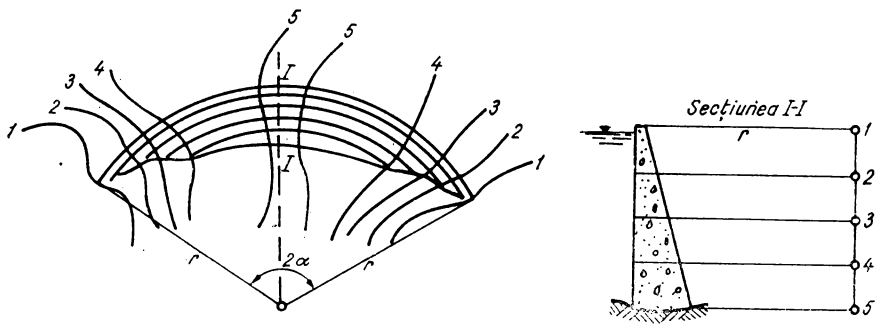


Fig. X.27. Trasarea unui baraj cilindric.

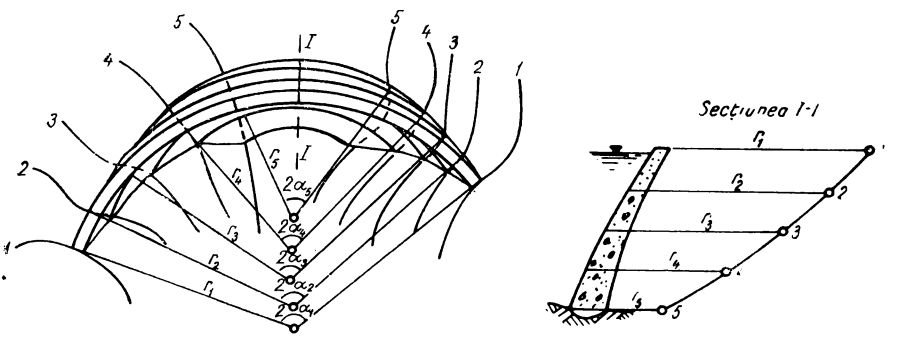


Fig. X.28. Trasarea unui baraj izogon.

Practic se trasează întîi arcul de coronament *1—1* capabil de unghiul 2α. În plan acesta taie curbele de nivel ale arcului inferior în punctele *2*, astfel încît se trasează acum arcul *2—2* capabil de unghiul 2α şi aşa mai departe. La sfîrşit se corectează totul astfel încît linia centrelor, mărimea razelor exterioare şi interioare şi în general toate elementele să aibă o variaţie continuă şi astfel se obţine trasarea definitivă.

Cînd secţiunea maestră apare cu o curbură accentuată în plan vertical se obţine barajul în cupolă, care are în ansamblu o comportare statică avantajoasă. Acesta se

execută cu rosturi joantive şi fără decalări mari în elevaţie, întrucît este solicitat sub greutatea proprie.

Barajele cu unghiuri la centru şi raze variabile, care reprezintă o formă intermediară între cele cilindrice şi izogone, sînt cele mai des întîlnite în practică.

Se admite de la început o secţiune maestră, prin analogia cu alte lucrări similare executate.

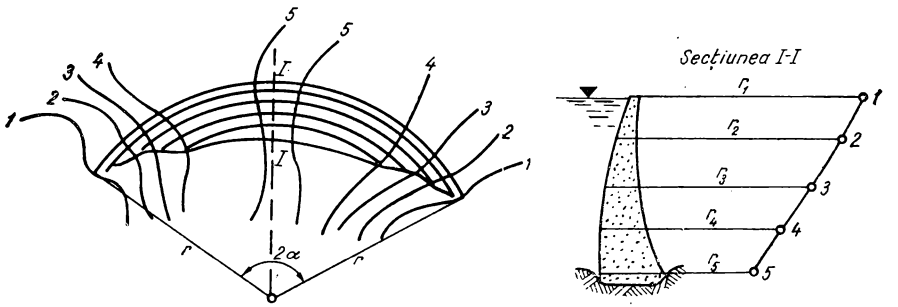


Fig. X.29. Trasarea unui baraj cu raze şi unghiuri variabile.

Trasarea se face ca în fig. X.29 începînd cu arcul de la coronament *1—1* cu unghi cît mai mare, care taie curbele de nivel ale arcului inferior în punctele *2*. Cum pe arcul inferior se cunoaşte din secţiunea maestră punctul din amonte, se construieşte arcul de cerc ce trece prin acest punct şi punctele *2*, adică arcul *2—2* şi aşa mai departe.

Trasarea definitivă se face după ce se controlează ca toate elementele geometrice să aibă o variaţie continuă.

2.2.5. Baraje cu rost perimetral. La propunerea lui M. Scalabrini rezemarea barajelor arcuite a început să se facă prin intermediul unui soclu, separat de corpul barajului printr-un rost perimetral. Un exemplu de baraj cu rost perimetral este dat în fig. X.30.

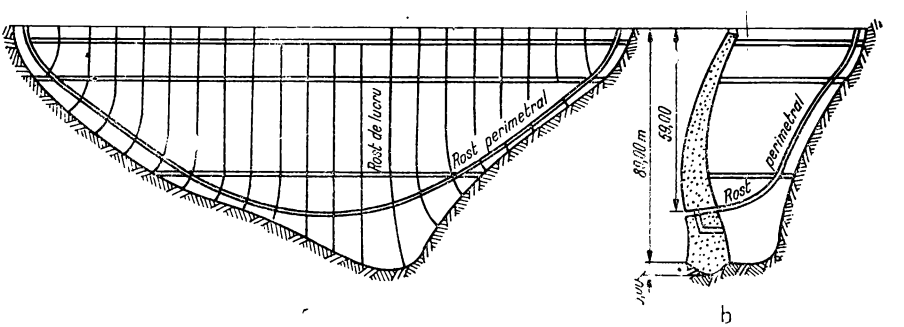


Fig. X.30. Baraj cu rost perimetral:
a — vedere; *b* — secţiune maestră.

Avantajele ce decurg din prevederea rostului perimetral sînt următoarele :

— soclul de fundație simetrizează forma barajului și dă o continuitate elementelor geometrice ale barajului, deci se evită apariția de eforturi locale și a fisurilor și sînt simplificate calculele statice ;

— soclul de fundație poate fi executat înaintea ploturilor, obținîndu-se un timp mai larg pentru injectarea fundației ;

— prin îngroșarea corespunzătoare a soclului se reduc și se repartizează încărcările ce revin terenului de fundație cînd acesta este slab ;

— rostul perimetral realizează o rezemare simplă, care permite rotații ale suprafețelor de contact ; prin aceasta se reduc tensiunile provocate pe conturul barajului de variațiile de temperatură sau de contracție a betonului ;

— suprafața rostului perimetral fiind orientată normal pe liniile de presiune, pericolul de alunecare al barajului de-a lungul acestei suprafețe este exclus.

2.2.6. **Fundațiile barajelor arcuite.** Fundațiile barajelor arcuite executate cu continuitate după axul longitudinal sînt mai puțin expuse la fisurări decît cele executate în trepte.

Cînd versanții prezintă proeminențe sau asimetrii este mai avantajos, în general, să se înlăture aceste situații.

Talpa de fundație poate fi ușor înclinată spre amonte.

Pe versanți, fundațiile se orientează în mod obișnuit radial, astfel încît arcele să atace terenul la 90°.

În cazuri speciale, cu văi asimetrice, cu condiții geologice mai dificile, cu roci avînd moduli de elasticitate variați de la un versant la altul, comportarea statică urmează a fi stabilită prin încercări pe modele.

2.2.7. **Rosturile barajelor arcuite.** Pentru a se evita fisurarea betoanelor, în urma contracției, barajele arcuite se construiesc din ploturi de 10—12 m, separate prin rosturi verticale radiale, care sînt de două tipuri :

— rosturi lărgite de 1,00—1,50 m lățime, cu proeminențe și adînciturl, care să asigure legătura între ploturi. Închiderea acestor rosturi este indicată, după ce s-a degajat cea mai mare parte din căldura de hidratare a betonului și s-au produs fenomenele de contracție ;

— rosturi joantive (fig. X.31) de lățime redusă, cu contur poligonal, se execută mai ușor, însă necesită răcire artificială a betoanelor în baraj.

Etanșarea rosturilor împotriva infiltrațiilor de apă și pentru executarea injecțiilor se realizează în amonte și în aval cu tolă de cupru de 1—2 mm grosime, sudată cap la cap sau cu profil special din material plastic.

Pentru asigurarea caracterului monolit al barajului arcuit, rosturile se injectează cu lapte de ciment, prin tuburi cu manșon sau clapete, cîte unul la 5—6 m^2 de rost. Consumul normal de ciment este de 3—5 kg pe metrul pătrat de rost, la presiunea de 4 at. Rostul se consideră injectat cînd presiunea maximă prescrisă se menține timp de 30 min. fără pierderi.

2.2.8. **Galerii de drenaj și vizitare.** Întrucît barajele în arc au grosimi mai mici și sînt realizate din betoane superioare, mai puțin permeabile, la aceste baraje nu este necesară rețea de drenaj. În schimb la barajele de greutate în arc, mai groase se prevede uneori rețea de drenaj la circa 2 m de paramentul amonte din tuburi poroase de 20—30 cm diametru.

Galeriile și puțurile de vizitare au aceleași funcțiuni ca și la barajele de greutate, însă cu dimensiuni minime și armate întrucît acestea micșorează secțiunea activă a barajului. Tot din galerii se execută și se întreține voalul de etanșare.

2.2.9. **Evoluţia metodelor de calcul.** Calculul barajelor arcuite înregistrează 3 etape de dezvoltare mai importante :

— e t a p a *I* în jurul anului 1900, cînd se considera barajul constituit dintr-o serie de arce orizontale independente, care se calculau după formula obişnuită a cazanelor $d\sigma = pr$, admiţîndu-se acoperitor un efort σ cît jumătate din efortul capabil al betonului,

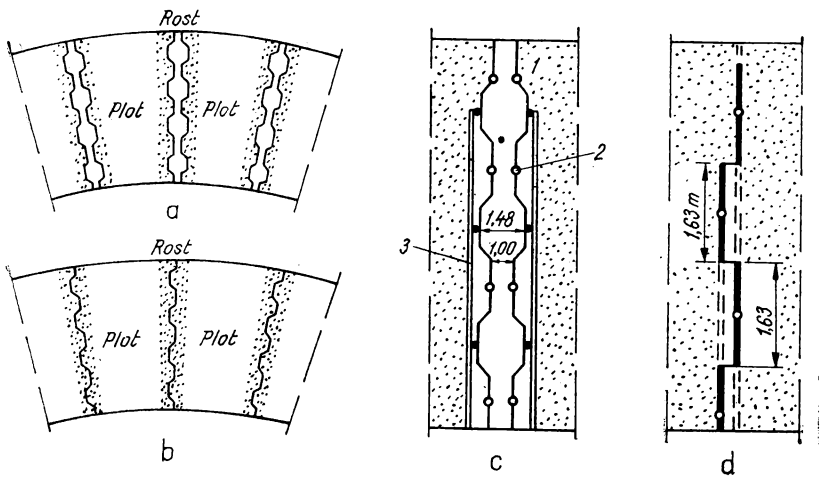


Fig. X.31. Rosturi :

— r osturi lărgite; *b* — rosturi joantive; *c,d* — detalii de rost la barajele Marèges şi Pacoima; *1* — tolă de cupru; *2* — tub de injecţie vertical; *3* — tub de injecţie orizontal.

Către sfîrşitul etapei Ruffieux (1911), Mörsch (1908), Ritter (1913) şi Cain (1921), introduc în calcule momentele de încastrare în versanţi, iar Vogt (1925) exprimă efectul favorabil al elasticităţii rocii de fundaţie [15];

— e t a p a *a II-a* începe printr-o lucrare a lui Ritter (1913), în care se consideră că solicitările se transmit atît în planuri orizontale cît şi în planuri verticale, adică barajul este constituit dintr-o reţea de grinzi.

Dificultatea acestei metode constă în determinarea modului în care se repartizează sarcinile exterioare pe arce şi console. În practică au apărut două procedee :

— metoda egalării deplasărilor (Ritter 1913, Skrîlnîkov 1929), care constă în a egaliza deplasările arcelor şi consolelor, funcţie de sarcinile necunoscute, în secţiunea maestră. Stucky (1922) a aplicat-o pe întreaga suprafaţă a barajului ;

— metoda sarcinilor de probă, preconizată de Noetzli (1921) şi dezvoltată de ingineri americani [4] care constă în admiterea unei repartiţii între arce şi console şi corectarea lor succesivă pînă cînd deplasările corespunzătoare într-un număr oarecare de noduri ale suprafeţei devin practic identice ;

— e t a p a a *III-a*, mai recentă, consideră barajul arcuit ca o placă curbă în spaţiu de grosime variabilă, încastrată elastic în versanţi. Integrarea ecuaţiilor diferenţiale ale

unei asemenea structuri întîmpină dificultăți de ordin matematic din cauza formei văilor, suprafeței mediane, variației grosimii și a celorlalte elemente geometrice.

În această situație s-a recurs la rezolvarea aproximativă, prin diferențe finite a ecuațiilor diferențiale, precum și la folosirea mașinilor electronice pentru calculul numeric.

Considerarea barajului arcuit în ansamblu, cu structură și condiții de margine, a început să fie tratată prin teoria elasticității, însă sînt de învins și aici dificultăți matematice. Recapitulînd, în această etapă se disting :

— rezolvarea exactă a ecuațiilor diferențiale pentru plăci curbe, în unele cazuri particulare (Westergaard, Tölke, Lombardi) ;

— rezolvarea aproximativă a ecuațiilor prin diferențe finite, metoda rețelelor ;

— soluții particulare prin teoria elasticității ;

— metoda elementului finit (Zienkiewicz, Cheung).

2.2.10. Recapitulația forțelor care acționează asupra barajelor arcuite :

Efectul greutății proprii, care este mai redus la barajele arcuite decît la cele de greutate. Se menționează că la barajele cu rosturi joantive (de exemplu în cupolă) parte din greutatea proprie este preluată și după arce, în planuri orizontale ;

Presiunea hidrostatică se împarte acum în două părți : una care revine consolei verticale fictive și alta arcelor orizontale considerate (fig. X.32).

Se observă că din cauza rigidităților, arcele superioare se supraîncarcă, ușurînd consolele, întocmai ca un reazem elastic. Există un punct N situat la circa o treime din înălțime la care consola are o încărcare zero.

În cazul paramentului amonte înclinat se ia în calcul și componenta verticală a presiunii hidrostatice. În schimb se neglijează efectul subpresiunii.

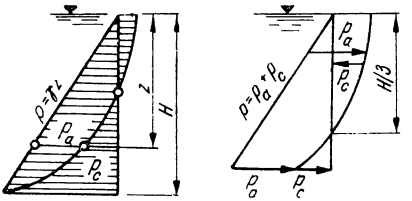


Fig. X.32. Repartizarea presiunii hidrostatice.

Împingerea gheții se evaluează numai în cazuri speciale.

Variația de temperatură se ia în calcul conform celor arătate mai înainte printr-o temperatură medie θ_m, uniform repartizată pe grosimea barajului și o diferență $\Delta\theta_m$ de temperaturi între paramente.

Contracția provocată de răcirea în timp a betoanelor produce tensiuni, care se consideră în caicul. Cînd barajul nu are rosturi care să anuleze efectele contracției, scăderea echivalentă de temperatură se ia $\theta_c = -3°C$ pînă la $\theta_c = -5°C$.

Cutremurul se consideră conform celor arătate mai înainte.

2.2.11. Metoda arcelor subțiri. Arcul circular subțire, de grosime constantă, rigid încastrat la nașteri este un element triplu static nedeterminat [16] și se calculează cu procedeele din statică (fig. X.33).

Momentul și forța normală care acționează asupra unei secțiuni oarecare, de coordonate x, y, sînt :

$$M = M_0 + M_e + H_e y - V_e x;$$

$$N = N_0 + H_e \cos\varphi + V_e \sin\varphi, \qquad (X.58)$$

unde M_0 și N_0 sînt solicitările static determinate, iar M_e, H_e și V_e sînt solicitările static nedeterminate din centrul elastic al arcului.

Aplicînd în cazul presiunii hidrostatice constante p, acționînd pe paramentul amonte, se observă că $M_0 = M_e = V_e = 0$ și rămîne de calculat H_e cu :

$$N_0 = p\, r_e \text{ care dă } \int N_0 \cos\varphi \, ds = 2\, p\nu\lambda l^2,$$

unde s-a notat $\lambda = \dfrac{1}{\nu \sin\alpha} + \dfrac{1}{2}$. Deci :

$$H_e = -\frac{2\nu\lambda \sin\alpha}{\dfrac{12\, k_4}{\nu^2 \sin^2\alpha} + k_5} pl = -H'pl; \qquad \text{(X.59)}$$

$$k_5 = \frac{\sin 2\alpha}{2} + \alpha.$$

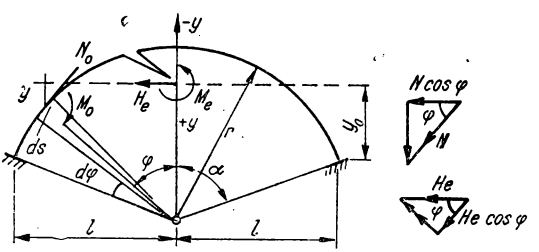


Fig. X.33. Schemă de calcul pentru arcul subțire dublu încastrat.

Odată determinată reacțiunea static nedeterminată H_e, se pot scrie momentul și forța normală într-o secțiune oarecare, precum și eforturile, cu relația :

$$\sigma = \frac{N}{-} \pm \frac{M}{W}.$$

Eforturile la naștere (amonte cu +, aval cu —) sînt :

$$\frac{\sigma_a}{p} = \frac{N'}{\nu} \pm \frac{6M'}{\nu^2}, \qquad \text{(X.60)}$$

unde : $N' = \alpha\lambda - H' \cos\alpha$; $M' = H'\left(\dfrac{1}{\alpha} - \operatorname{cotg}\alpha\right)$,

iar H' este dat mai înainte.

Eforturile la cheie (compresiunea maximă în amonte) :

$$\frac{\sigma_a}{p} = \lambda - \frac{H'}{\nu} \pm \frac{6M'}{\nu^2}\frac{y_1}{y_0}, \qquad \text{(X.61)}$$

unde: $y_1 = r\left(1 - \frac{\sin\alpha}{\alpha}\right) = l\left(\frac{1}{\sin\alpha} - \frac{1}{\alpha}\right)$ şi $y_0 = l\left(\frac{1}{\alpha} - \operatorname{cotg}\alpha\right)$.

Variaţia eforturilor specifice la naştere, din presiunea hidrostatică, în amonte şi aval, după Kelen este dată în fig. X.34 şi X.35.

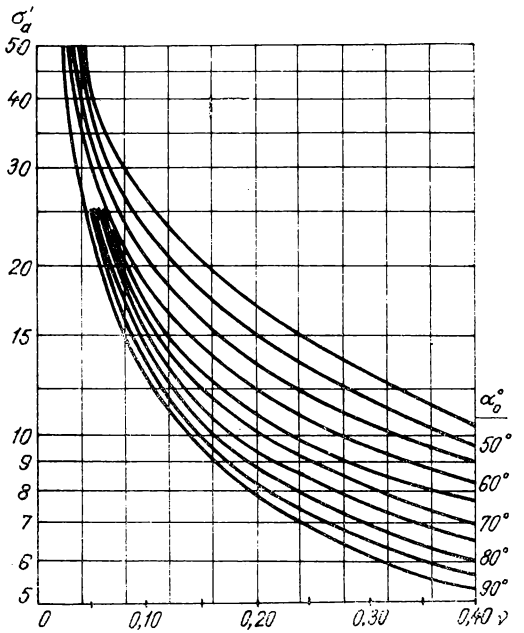


Fig. X.34. Eforturi specifice la naştere amonte din presiunea hidrostatică (după Kelen).

Eforturile provocate de variaţia uniformă de temperatură θ_m se determină prin analogie, considerînd scurtările proporţionale cu împingerile respective :

$$H_t = H_a \frac{ES}{N_0} \omega\, \theta_m = \frac{E\,\omega\,\theta_m}{\lambda}\, lH', \qquad (X.62)$$

unde θ_m se introduce cu semnul + la o creştere de temperatură, ω este coeficientul de dilatare al betonului circa 0,00001, iar E modulul lui de elasticitate, circa 2 000 000 tf/m², deci $E\omega = 20$.

În acest caz, eforturile la naştere au valoarea :

$$\frac{\sigma_t}{\theta_m} = \frac{E\omega}{\lambda}\left(\frac{H'\cos\alpha}{\nu} \pm \frac{6M'}{\nu^2}\right), \tag{X.63}$$

care de asemenea pot fi reprezentate în diagrame.

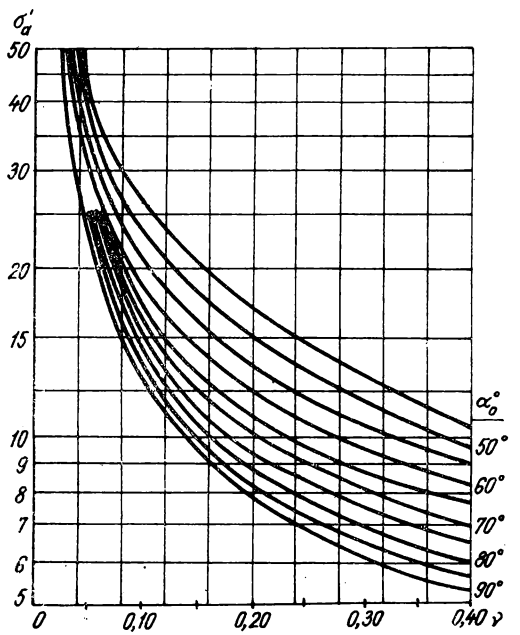


Fig. X.35. Eforturi specifice la naştere aval din presiunea hidrostatică (după Kelen).

Eforturile la cheie din variaţia uniformă de temperatură sînt :

$$\frac{\sigma_t}{\theta_m} = \frac{E\omega}{\lambda}\left(\frac{H'}{\nu} \pm \frac{6\,M'}{\nu^2}\cdot\frac{y_1}{y_0}\right). \tag{X.64}$$

Eforturile provocate din diferenţa de temperatură apar de exemplu, cînd fibra amonte este mai caldă cu $\Delta\theta/2$ decît fibra neutră, iar cea aval este cu $\Delta\theta/2$ mai rece, deci o dilatare în amonte şi o contractare în aval.

Deformațiile fiind oprite, deoarece arcul este încastrat, în amonte apar compresiuni, iar în aval tensiuni, a căror valoare maximă vor fi conform legii lui Hooke :

$$\sigma_{\Delta\theta} = E\varepsilon \text{ , avînd } \varepsilon = \omega \frac{\Delta\theta}{2};$$

$$\sigma_{\Delta\theta} = E\omega \frac{\Delta\theta}{2}. \tag{X.65}$$

Admițînd $E = 2 \cdot 10^6$ tf/m^2 și $\omega = 10^{-5}$ rezultă aproximativ :

$$\sigma_{\Delta\theta} = 10 \cdot \Delta\theta \text{ [tf/m}^2\text{]} \text{ sau } \sigma_{\Delta\theta} = \Delta\theta \text{ [kgf/cm}^2\text{]}.$$

Eforturile provocate de cutremur pot fi calculate prin metoda lucrului mecanic virtual [17]. În fig. X.36 sînt analizate următoarele cazuri :

— cu accelerația cutremurului $c = ag$ din aval spre amonte și forțele de inerție ale masei de apă variind cosinusoidal ;

— cu accelerația din aval spre amonte, arcul fiind solicitat de forțele datorate inerției masei proprii ;

— cu accelerația cutremurului venind paralel cu linia nașterilor, arcul fiind solicitat de forțele datorate inerției masei proprii.

În diagrame s-au reprezentat rapoartele :

$$\frac{\sigma_a}{p_e} = \sigma'_a, \text{ precum și } \frac{\sigma_b}{a\gamma_b l} = \sigma'_b .$$

Eforturile din cutremur sînt proporționale cu intensitatea acestuia $a = c/g$ și cresc cu deschiderea l a arcelor. Un cutremur normal pe linia nașterilor dă în general eforturi reduse, în schimb cel care se propagă pe linia nașterilor (cazul *b*), dă eforturi importante ; acestea cresc cu cît arcul este mai subțire și cu cît unghiul la centru este mai mare.

Partea cea mai solicitată de cutremur a unui baraj arcuit este cea superioară, unde arcele sînt mai subțiri și unghiurile la centru mai mari.

Eforturile finale se obțin prin suprapunerea efectelor, luînd în considerare ipoteza cea mai dezavantajoasă.

Aplicabilitatea metodei este valabilă pentru rapoarte între grosime și rază d/r de cel mult 1/5. La rapoarte mai mari trebuie ținut seama și de efectul forțelor tăietoare și de distribuția reală a eforturilor din secțiune, care nu mai e liniară.

În realitate, pentru egalizarea eforturilor în baraj și reducerea încărcărilor pe fundație, arcele se îngroașe la nașteri, ceea ce nu este inclus în calcul.

Încărcarea seismică în presiunea apei s-a considerat constantă, ori în realitate ea descrește de la cheie spre nașteri. Cînd legea de repartiție se poate exprima analitic, problema poate fi rezolvată cu metodele din statică [1] sau din elasticitate [27].

O teorie aplicată în calculul la cutremur a arcelor groase este aceea a bolților active [18]. Dacă din conturul unui arc se elimină zonele tensionate (din amonte la nașteri și din aval la cheie) vechiul arc se poate înlocui, cu unul nou, circular și de grosime constantă, cu curbura mai mare însă solicitat numai la compresiuni. În

calcule, dimensiunile sale rezultă din condiția ca eforturile efective să nu le depășească pe cele admisibile.

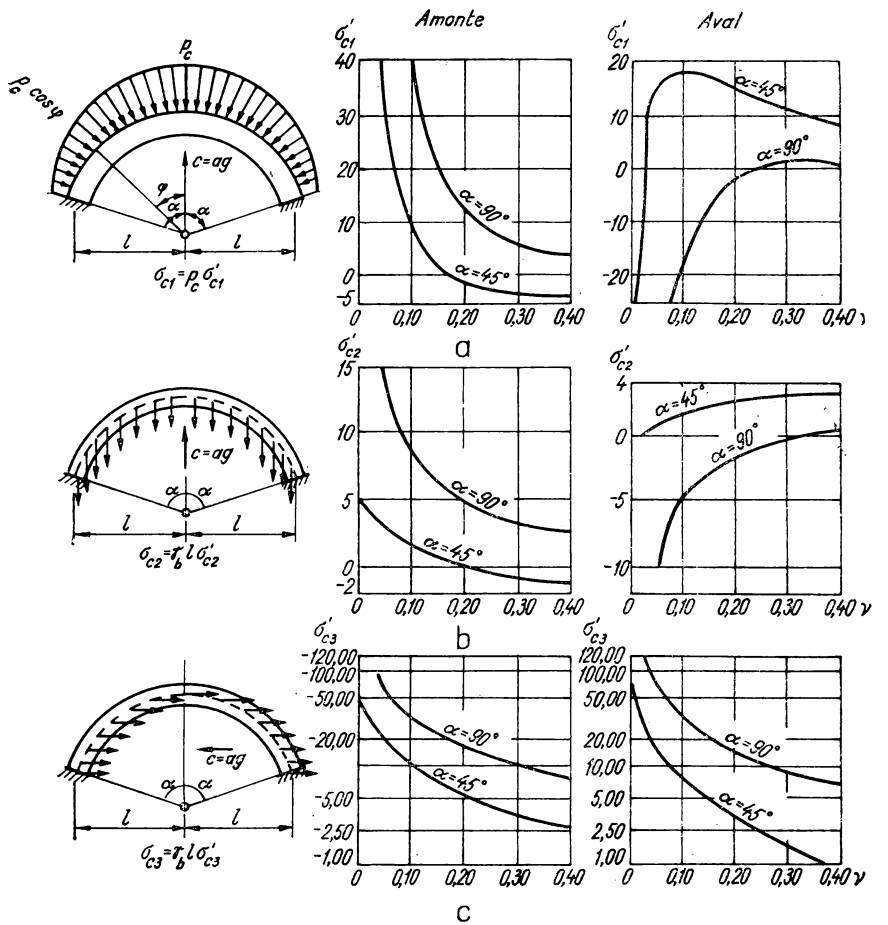


Fig. X.36. Eforturi specifice la naștere din cutremur.

2.2.12. **Metoda egalării deplasărilor în secțiunea maestră.** Se aplică cu suficientă exactitate la barajele arcuite simetrice sau cu asimetrie ușoară. Se consideră că pe un arc presiunea hidrostatică este uniformă. Se ține seama de influența forței tăietoare pe verticală.

Metoda se foloseşte pentru predimensionarea secţiunii maestre [21].

Cu notaţiile din fig X.37 se scrie ecuaţia fibrei medii deformate a secţiunii maestre, considerată verticală :

$$\frac{d^2w}{dz^2} = \frac{M}{EI} + \frac{\varphi}{GS} \cdot \frac{dQ}{dz}, \tag{X.66}$$

unde φ este raportul între efortul de alunecare la centrul unei secţiuni şi efortul de alunecare mediu (φ circa 1,25).

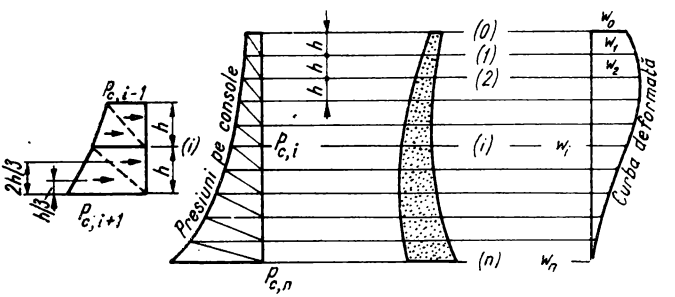


Fig. X.37. Schemă de calcul pentru secţiunea maestră.

Dacă se notează cu p_c, presiunea preluată de consolă $\frac{dQ}{dz} = p_c$, care se introduce în ecuaţia precedentă se ajunge la :

$$M = EI\left(\frac{d^2w}{dz^2} - \frac{\varphi p_c}{GS}\right). \tag{X.67}$$

Scriind această ecuaţie cu diferenţe finite se obţin $n+1$ ecuaţii de forma :

$$M_i = EI_i\left(\frac{w_{i-1} - 2w_i + w_{i+1}}{h^2} - \frac{\varphi p_{c,i}}{GS_i}\right), \tag{X.68}$$

unde h este distanţa pe verticală între două puncte de calcul.

A doua grupă de $n+1$ ecuaţii este dată de expresia momentului încovoietor în funcţie de presiunile $p_{c,i}$:

$$M_i = \frac{h^2}{6}\left[(3i-1)\,p_{c,0} + 6(i-1)\,p_{c,1} + \ldots + 6\,p_{c,i-1} + p_{c,i}\right]. \tag{X.69}$$

A treia grupă de ecuații se referă la relațiile între presiuni și realizează implicit egalarea deformațiilor. Pentru calculul deplasărilor radiale în secțiunea de la cheie W. Cain dă relația :

$$W = p_a \cdot \frac{rr_e}{Ed} = \frac{(1-\cos\alpha)\left(1+\frac{d^2}{12r^2}\right)(\alpha-\sin\alpha)+\frac{d^2}{4r^2}(\alpha+\sin\alpha)}{\left(1+\frac{d^2}{12r^2}\right)\left(\alpha+\frac{\sin 2\alpha}{2}\right)-\frac{1-\cos 2\alpha}{2}+\frac{d^2}{4r^2}\left(\alpha-\frac{\sin 2\alpha}{2}\right)}, \quad \text{(X.70)}$$

care ține seama de efectul forțelor tăietoare.

Inversînd formula se poate exprima presiunea preluată de arce, respectiv :

$$p_{a,i} = \frac{E}{a_i} w_i, \quad \text{(X.71)}$$

unde a_i reprezintă valoarea calculată cu formula anterioară în funcție de elementele geometrice și elastice.

Partea din presiunea hidrostatică ce rămîne pe consolă apare în următoarele $n+1$ ecuații :

$$p_{c,i} = p_i - \frac{E}{a_i} w_i. \quad \text{(X.72)}$$

Ecuația momentelor se poate echivala cu :

$$M_{i+1} - 2M_i + M_{i-1} = \frac{h^2}{6}(p_{c,i+1} + 4p_{c,i} + p_{c,i-1}), \quad \text{(X.73)}$$

în care se înlocuiesc M și p, din celelalte două grupe în funcție de w. Se introduc notațiile :

$$k_i = \frac{h^4}{6a_i} \; ; \; l_i = \varphi \frac{h^2 E I_i}{a_i G S_i} \; ; \; q_i = a_i l_i p_i. \quad \text{(X.74)}$$

Se obține ecuația generală cu diferențe finite, conținînd fiecare cîte 5 deplasări w_i :

$$I_{i-1}w_{i-2} - (2I_{i-1} + 2I_i - k_{i-1} - l_{i-1})w_{i-1} + (I_{i-1} + 4I_i + I_{i+1} + 4k_i - 2l_i)w_i - (2I_i + 2I_{i+1} - k_{i+1} - l_{i+1})w_{i+1} + I_{i+1}w_{i+2} = \frac{h^4}{6E}(p_{i-1} + 4p_i + p_{i+1}) + \frac{1}{E}(q_{i-1} - 2q_i + q_{i+1}). \quad \text{(X.75)}$$

Ecuația generală se scrie în nodurile de la zero la $n-1$ deci n ecuații cu $n+3$ necunoscute $w_{-1}, \ldots, w_{n+1}$. Pentru cele 3 necunoscute suplimentare se scriu condițiile de margine.

Încastrarea consolei în fundație fiind elastică, problema se poate rezolva în două feluri (F. Vogt) :

— exprimînd deplasarea și rotația fibrei medii, funcție de solicitările consolei în secțiunea de fundație ;

— prelungind suprafața mediană a barajului cu 40—50 % din grosime în fundații și calculînd un baraj fictiv perfect încastrat pe contur. Prelungirea se ia :

$$\Delta H = 0{,}45 \frac{E_b}{E_t} d_n . \tag{X.76}$$

Se consideră că aproximația din ipoteza a doua este corespunzătoare, adică încastrare perfectă în secțiunea de fundație, cu referire la deplasarea radială nulă $w_n = 0$.

Aceeași condiție cu referire la rotirea nulă :

$$w_n'' = 0, \text{ care dă } w_{n+1} = w_{n-1} . \tag{X.77}$$

Moment încovoietor nul la capătul liber al coronamentului :

$$w_0'' = 0 \text{ care dă } w_{-1} = \left(2 - \frac{l_0}{I_0}\right) w_0 - w_1 + \frac{q_0}{EI_0} . \tag{X.78}$$

2.2.13. Metoda sarcinilor de probă. Definitivarea calculelor pentru un baraj arcuit necesită cunoașterea repartiției presiunii hidrostatice și a variației eforturilor pe toată suprafața barajului.

Această problemă se poate rezolva fie prin metoda sarcinilor de probă [25], care este laborioasă (circa 3 000 h de lucru pentru examinarea unei ipoteze de încărcare),

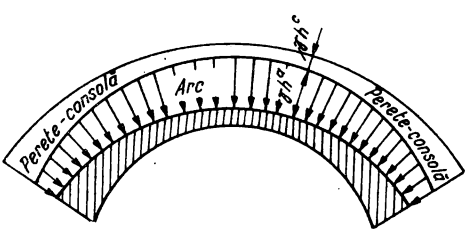


Fig. X.38. Schema de calcul prin metoda sarcinilor de probă.

fie printr-o metodă de integrare numerică a ecuațiilor diferențiale ale plăcilor curbe, de exemplu metoda rețelelor.

În metoda sarcinilor de probă, pe baza experienței de proiectare se admite o anumită repartiție a sarcinilor în secțiunile de calcul ale arcelor (fig. X.38), între arce și console și apoi se calculează deplasările acestora.

Dacă în diversele noduri de calcul, diferența între deformația arcului și a consolei nu depășește circa 3—6 % rezultatul este satisfăcător, iar în caz contrar se corectează repartiția și se verifică din nou rezultatul.

Metoda a fost prezentată în anul 1923 de către Bureau of Reclamation (S.U.A.) [4 și 24] și dezvoltată ulterior de către diverși cercetători din domeniul proiectării barajelor (Westergaard în anul 1931 și alții), [29]. Principiul metodei constă în alegerea preliminară a unei repartiții a presiunii hidrostatice după arce și console, într-un număr suficient de puncte, și verificarea egalării deformațiilor acestora, după care se face o corectare a repartiției luate. Cu noua distribuție se efectuează un nou ciclu de calcul pînă cînd diferențele între rezultatele finale diferă cu o bună aproximație de cele luate inițial în calcule.

În calcule se ține seama de *deformațiile fundației*, cu ajutorul următoarelor ecuații [25]:

— rotația datorită momentului $\alpha' = \frac{M k_1}{E_r t^2}$;

— deformația din forțe normale $\beta' = \frac{H k_2}{E_r}$;

— deformația din forțe tăietoare $\gamma' = \frac{V k_3}{E_r}$;

— rotația datorită torsiunii $\delta' = \frac{M_t k_4}{E_r t^2}$;

— rotația din forțe tăietoare $\alpha'' = \frac{V k_5}{E_r t}$;

— deformația datorită momentului $\beta'' = \frac{M k_5}{E_r t}$.

În aceste relații M și V sînt momentele și forțele tăietoare pe arce sau console H forța normală în arce, M_t momentul de torsiune pe consolă, E_r modulul de elasticitate al terenului, t grosimea elementului, iar $k_1, \ldots, k_5$ constante care depind de coeficientul lui Poisson pentru teren și de dimensiunile barajului și se găsesc în tabele.

Consolele se consideră încastrate elastic în fundație. Asupra lor acționează forțe radiale (aplicate pe paramentul amonte), forțe tangențiale, momente încovoietoare, precum și greutatea proprie și presiunea verticală a apei.

Deformațiile radiale sînt cauzate de componentele radiale ale forțelor tăietoare și momentelor încovoietoare. Deformațiile tangențiale provin din componentele tangențiale ale forțelor tăietoare (rezultate atît din sarcini tangențiale cît și din cele radiale).

Cînd fețele consolei sînt verticale și paralele, la o distanță egală cu unitatea, toate elementele se determină prin metodele obișnuite. Rotirea axei neutre, deformațiile radiale și deformațiile tangențiale se determină cu relațiile:

$$\frac{dy}{dh} = \alpha' + \alpha'' + \sum \frac{12 M}{E_r t^3} \Delta h; \qquad (X.79)$$

$$\Delta_m = \Sigma \left(\alpha' + \alpha'' + \Sigma \frac{12\,M}{E_r\,t^2}\,\Delta h \right) \Delta h\,; \tag{X.80}$$

$$\Delta_s = \gamma' + \gamma'' + \Sigma \frac{k\,V}{E_r\,t}\,\Delta h, \tag{X.81}$$

unde M este rezultanta momentelor de încovoiere, V forța tăietoare orizontală în direcție radială, h distanța pe verticală dintre două secțiuni de calcul, k o constantă pentru distribuția neuniformă a forței tăietoare, care se ia obișnuit $k = 1{,}25$.

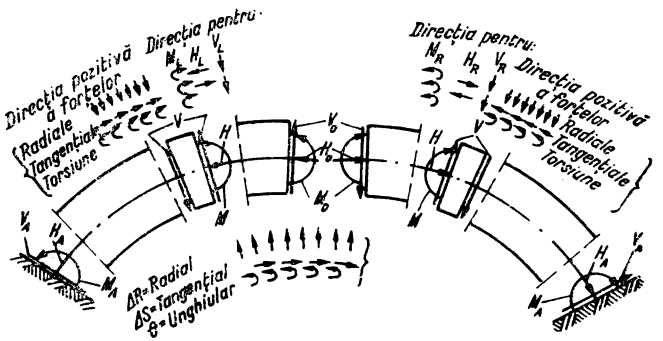


Fig. X.39. Semnele încărcărilor și deformațiilor în metoda sarcinilor de probă.

Deplasările tangențiale din forțele tăietoare se calculează prin însumarea :

$$\Delta_s = \frac{R_a}{r}\,\gamma' + \Sigma \frac{V}{A E_b}\,\Delta h, \tag{X.82}$$

unde r este raza liniei mijlocii.

Deformația unghiulară provenită din momentele de torsiune se calculează cu formula :

$$\Delta\theta = \frac{R_a}{r}\,\delta' + \Sigma \frac{M_t}{2\,E_b\,I}\,\Delta h. \tag{X.83}$$

Arcele sînt considerate static nedeterminate, încastrate elastic în fundație. Asupra lor acționează forțe radiale, forțe tangențiale, momente orizontale și momente de torsiune în plan vertical.

Deformațiile arcelor se determină pe baza teoriei încovoierii grinzilor curbe, ținînd seama de efectul momentelor încovoietoare, forțelor normale, forțelor tăietoare și cedării fundației. Efectul temperaturii este tratat separat. Calculul se face pentru arce de grosime constantă sau variabilă.

Semnele încărcărilor şi ale deformaţiilor sînt date în fig X.39. Expresiile deformaţiilor unghiulare, radiale şi tangenţiale sînt date de :

$$\theta_0 = \int_0^s \frac{M\,ds}{EI}\,; \tag{X.84}$$

$$\Delta r_0 = \int_0^s \frac{Mx\,ds}{E\,I} - \int_0^s \frac{H \sin\varphi\,ds}{E\,A} + \int_0^s \frac{k\,V\cos\varphi\,ds}{E_s\,A}\,; \tag{X.85}$$

$$\Delta s_0 = -\int_0^s \frac{My\,ds}{E\,I} - \int_0^s \frac{H\cos\varphi\,ds}{E\,A} - \int_0^s \frac{k\,V\sin\varphi\,ds}{E_s\,A}\,. \tag{X.86}$$

Primul termen reprezintă deformaţia din încovoiere, al doilea din forţa normală, iar al treilea din forţa tăietoare.

Cantităţile M, H, V pot fi înlocuite în funcţie de valorile lor la cheie M_0, H_0, V_0 şi valorile M_e, H_e, V_e cauzate de sarcinile exterioare, prin intermediul următoarelor trei relaţii echivalente :

$$\begin{aligned} M &= M_0 + H_0 y + V_0 x - M_e\,; \\ H &= H_0\cos\varphi - V_0\sin\varphi + H_e\,; \\ V &= H_0\sin\varphi + V_0\cos\varphi - V_e\,. \end{aligned} \tag{X.87}$$

Ţinînd seama de cele de mai înainte expresiile concentrate ale deformaţiilor devin :

$$\begin{aligned} \theta_0 &= A_1 M_0 + B_1 H_0 + C_1 V_0 - D_1\,; \\ \Delta r_0 &= C_1 M_0 + B_2 H_0 + C_2 V_0 - D_2\,; \\ \Delta s_0 &= -B_1 M_0 - B_3 H_0 - B_2 V_0 + D_3\,. \end{aligned} \tag{X.88}$$

Dacă întreg raţionamentul aplicat pentru partea stîngă a arcului se reface în partea dreaptă a acestuia se obţine un sistem analog de relaţii :

$$\begin{aligned} \theta_0 &= -\overline{A}_1 M_0 - \overline{B}_1 H_0 + \overline{C}_1 M_0 + \overline{D}_1\,; \\ \Delta r_0 &= \overline{C}_1 M_0 + \overline{B}_2 H_0 - C_2 V_0 - \overline{D}_2\,; \\ \Delta s_0 &= \overline{B}_1 M_0 + \overline{B}_3 H_0 - \overline{B}_2 V_0 - \overline{D}_3\,. \end{aligned} \tag{X.89}$$

Însumînd cele două sisteme de mai înainte se obţine sistemul care determină solicitările M_0, H_0, V_0 la cheie :

$$\begin{aligned} &(A_1 + \overline{A}_1)\,M_0 + (B_1 + \overline{B}_1)\,H_0 + (C_1 - \overline{C}_1)\,V_0 = (D_1 + \overline{D}_1)\,; \\ &(C_1 - C_1)\,M_0 + (B_2 - \overline{B}_2)\,H_0 + (C_2 + \overline{C}_2)\,V_0 = (D_2 - \overline{D}_2)\,; \\ &(B_1 + \overline{B}_1)\,M_0 + (B_3 + \overline{B}_3)\,H_0 + (B_2 - \overline{B}_2)\,V_0 = (D_3 + \overline{D}_3)\,. \end{aligned} \tag{X.90}$$

Dacă se notează prescurtat :

$$\begin{aligned} a_1 &= A_1 + \overline{A}_1\,; & b_1 &= B_1 + \overline{B}_1\,; & c_1 &= C_1 - \overline{C}_1\,; & d_1 &= D_1 + \overline{D}_1\,; \\ & & b_2 &= B_2 - \overline{B}_2\,; & c_2 &= C_2 + C_2\,; & d_2 &= D_2 - \overline{D}_2\,; \\ & & b_3 &= B_3 + \overline{B}_3\,; & & & d_3 &= D_3 + \overline{D}_3\,; \end{aligned}$$

soluțiile sistemului fundamental sînt :

$$\varepsilon M_0 = d_1(b_3c_2 - b_2^2) - d_2(b_3c_1 - b_1b_2) - d_3(b_1c_2 - c_1b_2);$$
$$\varepsilon H_0 = -d_1(b_1c_2 - c_1b_2) + d_2(b_1c_1 - a_1b_2) + d_3(a_1c_2 - c_1^2);$$
$$\varepsilon V_0 = -d_1(b_3c_1 - b_1b_2) + d_2(a_1b_3 - b_1^2) - d_3(a_1b_2 - c_1b_1);$$
$$\varepsilon = a_1(b_3c_2 - b_2^2) - c_1(b_3c_1 - b_1b_2) - b_1(b_1c_2 - c_1b_2).$$

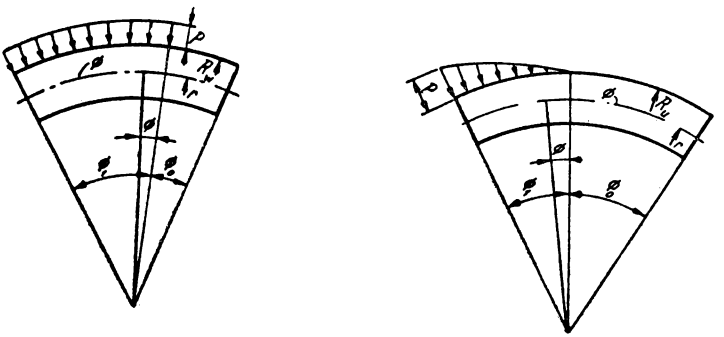


Fig. X.40. Tipuri de încărcări considerate în metoda sarcinilor de probă.

Toți coeficienții a, b, c se calculează în funcție de elementele geometrice și elastice ale arcului, iar d în funcție și de încărcările exterioare, respectiv :

$$a_1 = \int_0^s \frac{ds}{EI}; \qquad b_1 = \int_0^s \frac{yds}{EI}; \text{ etc.} \tag{X.91}$$

$$d_1 = \int_0^s \frac{M_e\, ds}{EI}; \text{ etc.} \tag{X.92}$$

Odată determinate valorile lui M_0, H_0, V_0 (la cheie) se pot calcula expresiile lui M, H, V în orice punct cu relațiile de legătură scrise anterior.

Coeficienții A, B, C au următoarea semnificație :

A_1 este deformația unghiulară datorită unui moment unitar ;

B_1 — deformația pentru o forță axială unitară sau deformația tangențială pentru un moment unitar ;

C_1 — deformația unghiulară pentru o forță tăietoare unitară sau deformația radială pentru un moment unitar ;

B_2 — deformația radială pentru o forță axială unitară sau deformația tangențială pentru o forță tăietoare unitară ;

C_2 — deformația radială pentru o forță tăietoare unitară ;

B_3 — deformația unghiulară pentru o forță axială unitară.

Acești coeficienți sînt calculați în lucrarea citată, în care sînt date expresiile D_i pentru următoarele tipuri de încărcări (fig. X.40) :

— sarcina radială uniform distribuită ;

— sarcina radială triunghiular distribuită cu vîrful în punctul de calcul și baza la nașteri;
— sarcina tangențială uniform distribuită;
— sarcina tangențială triunghiular distribuită;
— sarcina de torsiune uniform dustribuită;
— sarcina de torsiune triunghiular distribuită.

Expresiile algebrice pentru o secțiune de calcul φ_1 se pot găsi și în lucrarea „Handbook of applied hydraulics" de C. Davis (1952), [25].

În cazul în care este necesar să se țină seama și de deformațiile din temperatură, atunci se introduc următorii termeni suplimentari:

$$D_2 = -\, cTr \text{ vers } \varphi_1 \text{ și } D_3 = +\, c\ Tr \sin \varphi, \tag{X.93}$$

unde c este coeficientul de dilatație al betonului, iar T este diferența de temperatură.

Cu datele din tabele și admițînd o repartiție a presiunii hidrostatice, prin analogie cu alte structuri similare calculate, se poate efectua primul ciclu.

2.2.14. **Metoda rețelelor.** Această metodă ține seama în general de aceiași factori arătați la metoda sarcinilor de probă [20].

Metoda pornește de la teoria plăcilor curbe, transformînd ecuațiile diferențiale în ecuații cu diferențe finite. Prin aplicarea acesteia în nodurile unei rețele alese corespunzător se obține un sistem de $2n$ ecuații liniare cu $2n$ necunoscute (deplasările radiale w_i^c și cele tangențiale v_i^c din nodul situat pe linia i și coloana c).

Condițiile de margine pe linia de fundație și coronament se scriu tot prin ecuații cu diferențe finite.

La rîndul lor solicitările și eforturile în corpul barajului se pot calcula, prin diferențe finite, în funcție de deplasările obținute prin sistemul de ecuații.

Sistemul de axe și solicitările care acționează un element al barajului sînt arătate în fig. X.41. Profilul barajului se consideră adîncit prin procedeul lui Vogt cu distanța $0{,}45\ \frac{E_b}{E_a}\ d_i^c$ atît pe console cît și pe arce, iar pe conturul astfel obținut barajul este perfect încastrat. Expresiile analitice ale solicitărilor (fig. X. 41) sînt:

$$\begin{aligned}
n_x &= -\frac{K}{r} w'';\\
n_y &= D\left(v^\circ + \frac{w}{r}\right) + \frac{k}{r} w^{\cdot\cdot};\\
n_{xy} &= \frac{D}{2} v^\circ - \frac{k}{2r} w'^{\cdot};\\
n_{yx} &= \frac{D}{2} v^\circ + \frac{k}{2r} w^{90};\\
m_x &= kw'';\\
m_y &= kw^{\cdot\cdot} + \frac{k}{r^2} w;\\
m_{xy} &= kw'^{\cdot};\\
m_{yx} &= kw'^{\cdot}.
\end{aligned} \tag{X.94}$$

S-a notat d_i^c grosimea într-un nod, $D_i^c = Ed_i^c$ rigiditatea axială; $k_i^c = E(d_i^c)^3/12(1-\mu^2)$ rigiditatea la încovoiere, $(\,)'$ derivata după $0x$ şi $(\,)'$ derivata după $0y$.

Ecuaţiile de proiecţie pe suprafaţa mediană, considerată cilindrică şi verticală se scriu:

$$Dv'' + \frac{D}{r}w' + \frac{(Dv')'}{2} - 3(kw'')' + Y = 0;$$

$$\frac{D}{r}v' + \frac{D}{r^2}w + \frac{2k}{r^2}w'' + kw'''' + 2(kw'')' + (kv'')'' + Z = 0. \qquad \text{(X.95)}$$

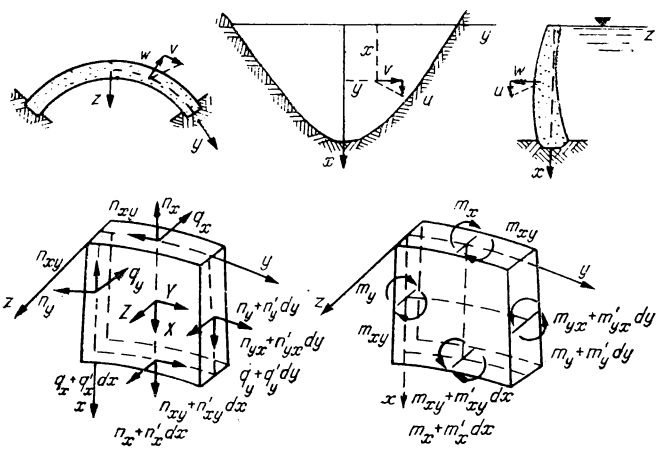


Fig. X.41. Schema de calcul prin metoda reţelelor.

Ultima ecuaţie arată în mod distinct că presiunea exterioară este echilibrată prin:

— acţiunea de membrană $\frac{D}{r}v' + \frac{D}{r^2}w + \frac{2k}{r^2}w''$.

— acţiunea de placă $kw'''' + 2(kw')' + (kw'')''$.

Mai precis presiunea hidrostatică p se distribuie după console, arce şi efectul de torsiune:

$$p = p_c + p_a + p_t;$$

unde:

$$p_c = (kw'')''; \quad p_t = 2(kw')''; \qquad \text{(X.96}$$

$$p_a = \frac{D}{r}v' + \frac{D}{r^2}w + \frac{2k}{r^2}w'' + kw''''.$$

Condițiile de margine pentru coronament sînt indicate de Love [29]:

$$m_x = 0; \qquad \text{respectiv } w'' = 0;$$

$$n_{xy} - \frac{m_{xy}}{r} = 0 \quad \text{(Basset)}; \qquad v' - \frac{3k}{Dr} w'' = 0; \tag{X.97}$$

$$q_x + m'_{xy} = 0 \quad \text{(Kirchhoff)}; \qquad w''' = w'''' = 0.$$

Pentru conturul de fundație condițiile de margine sînt:

$$w = 0 \quad \text{și} \quad v = 0; \qquad w'' = 0 \quad \text{sau} \quad w'' = 0 \text{ (pe console sau pe arce).} \tag{X.98}$$

Expresiile eforturilor care acționează în corpul barajului cu $z = d/2$ pentru paramentul amonte și $z = -d/2$ pentru paramentul aval se scriu:

$$\sigma_x = z\,Ew''; \quad \sigma_x = E\left(v' + \frac{rx\,w''}{r-x} + \frac{w}{r-x}\right);$$

$$\tau_{xy} = \frac{E}{2}\left[v' + \left(\frac{x}{r} + \frac{x}{r-x}\right) r\,w'\right]. \tag{X.99}$$

Pentru scrierea celor două ecuații de bază cu diferențe finite se introduc următoarele notații simplificate:

$$4\alpha_i^c = d_{i-1}^c + 4d_i^c - d_{i+1}^c; \qquad 2M_i^c = I_{i-1}^c + I_i^c;$$

$$4\beta_i^c = -d_{i-1}^c + 4d_i^c + d_{i+1}^c; \qquad 2N_i^c = I_i^c + I_{i+1}^c; \tag{X.100}$$

$$4A_i^c = I_{i-1}^c + 4I_i^c - I_{i+1}^c; \qquad S_i^c = I_{i-1}^c + 4I_i^c + I_{i+1}^c;$$

$$4B_i^c = -I_{i+1}^c + 4I_i^c + I_{i+1}^c; \qquad \rho_i = 2 - \frac{h^2}{r_i^2}.$$

$$C_i^c = 3I_i^c + h^2 d_i^c;$$

Cu aceste notații prima ecuație (în v) se scrie:

$$\alpha_i^c\, v_{i-1}^c + 2\frac{h^2}{l^2}\, d_i^c\, v_i^b - 2\left(1 + 2\frac{h^2}{l^2}\right) d_i^c\, v_i^c + 2\frac{h^2}{l^2}\, d_i^c\, v_i^a + \beta_i^c\, v_{i+1}^c + \tag{X.101}$$

$$+ \frac{3A_i^c}{2lr_i}\left(w_{i-1}^b - w_{i-1}^a\right) - \frac{C_i^c}{lr_i}\left(w_i^b - w_i^a\right) + \frac{3B_i^c}{2lr_i}\left(w_{i+1}^b - w_{i+1}^a\right) =$$

$$= -\frac{2q_i^c\, h^2}{E_b},$$

unde q_i^c este presiunea exterioară ce poate acționa în nodul (c, i) tangențial la suprafața mediană, de exemplu acțiunea cutremurului. A doua ecuație în w se scrie:

$$\frac{I_{i-1}^c}{h^2} w_{i-2}^c + \frac{2}{l^2}\left(A_i^c + \frac{A_i^d - A_i^b}{4}\right) w_{i-1}^b - 4\left(\frac{A_i^c}{l^2} + \frac{M_i^c}{h^2}\right) w_{i-1}^c +$$

$$+ \frac{2}{l^2}\left(A_i^c + \frac{A_i^d - A_i^b}{4}\right) w_{i-1}^d + \frac{h^2 I_i^c}{l^4} w_i^a - \frac{2}{l^2}\left[\left(\rho_i + 2\frac{h^2}{l^2}\right) I_i^c - \frac{I_i^d - I_i^b}{2}\right] w_i^b +$$

$$+ \left(\frac{h^2 d_i^c}{r_i^2} + \frac{4\rho_i I_i^c}{l^2} + \frac{6h^2 I_i^c}{l^4} + \frac{S_i^c}{h^2}\right) w_i^c - \frac{2}{l^2}\left[\left(\rho_i + 2\frac{h^2}{l^2}\right) I_i^c + \frac{I_i^d - I_i^b}{2}\right] w_i^d + \quad \text{(X.102)}$$

$$+ \frac{h^2 I_i^c}{l^4} w_i^e + \frac{2}{l^2}\left(B_i^c - \frac{B_i^d - B_i^b}{4}\right) w_{i+1}^b - 4\left(\frac{B_i^c}{l^2} + \frac{N_i^c}{h^2}\right) w_{i+1}^c +$$

$$+ \frac{2}{l^2}\left(B_i^c + \frac{B_i^d - B_i^b}{4}\right) w_{i+1}^d - \frac{h^2 d_i^c}{2lr_i} v_i^b + \frac{h^2 d_i^c}{2lr_i} v_i^d = -\frac{p_i^c h^2}{E_b},$$

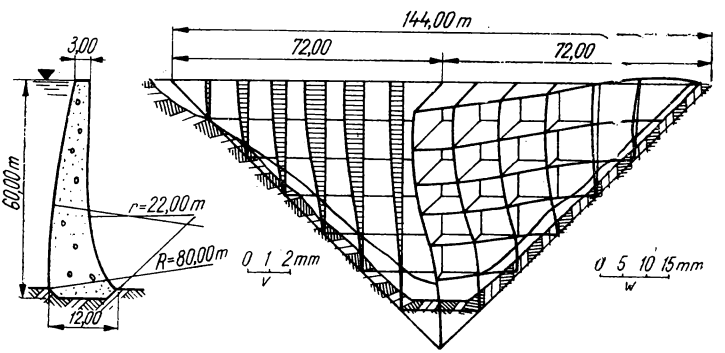


Fig. X.42. Deplasările w și v din presiunea apei prin metoda rețelelor.

unde p_i^c este presiunea hidrostatică. Ecuația mare conține sub forma completă 13 necunoscute w și 2 necunoscute v; independent de numărul nodurilor din rețea. Calculul este cu atît mai exact cu cît rețeaua este mai deasă și curburile mai lente. În fig. X.42

se dau deplasările w și v ale barajului Negovanu pe Sadu, din presiunea apei, calculate prin metoda rețelelor, iar în fig X.43 repartiția presiunii hidrostatice.

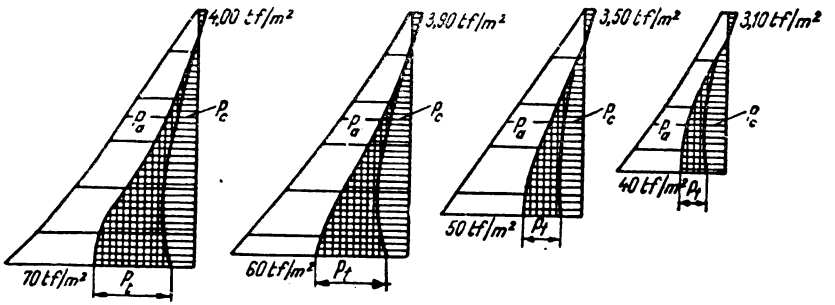


Fig. X.43. Repartiția presiunilor hidrostatice în diverse secțiuni.

2.3. BARAJE CU CONTRAFORȚI

2.3.1. **Generalități și clasificare.** Barajele cu contraforți constau din elemente de retenție (plăci, bolți etc.) care preiau direct presiunea apei și din contraforți verticali, pe care reazemă elementele de retenție și transmit mai departe sarcina terenului de fundație, fie direct, fie printr-un radier. Pentru împiedicarea flambării contraforților în unele cazuri se prevăd grinzi de rigidizare.

Distanța dintre contraforți și dimensiunile lor se aleg astfel încît să se obțină eforturi unitare egale cu cele admisibile; elementele de retenție solicitate la încovoiere folosesc și ele capacitatea maximă de rezistență a materialelor, astfel încît în ansamblu greutatea totală a construcției este mai mică decît aceea a unui baraj de greutate.

Caracteristic pentru aceste baraje este faptul că elementele de retenție se execută înclinat, astfel încît greutatea apei de deasupra lor compensează diferența de greutate proprie, față de cea a barajelor masive. De asemenea, acțiunea subpresiunii este apreciabil redusă sau înlăturată total.

Barajele cu contraforți se execută din beton, beton armat, de lemn sau metalice.

2.3.2. **Baraje evidate.** Primele baraje evidate s-au conceput avînd golurile umplute cu pietriș sau nisip, pentru mărirea stabilității (propunerile Pokorny, Gutzwiler, Ziegler, Kelen). În soluțiile moderne golurile se dispun în zona de mijloc a barajului și sînt prelungite pînă la suprafața de fundație (Figari, Stucky și Marcello).

Secțiunea cea mai rațională a unui plot component este aceea a unui dublu T, cu lățimi variind între 15 și 25 m. Barajele italiene sînt deschise în aval în dreptul rosturilor, apropiindu-se astfel de forma contraforților.

Ambele paramente sînt înclinate, în amonte circa 0,40—0,50, iar în aval circa 0,55—0,45.

În raport cu barajele de greutate, barajele evidate prezintă următoarele avantaje:

— reducerea subpresiunii pe talpă și în porii betonului (prin acțiunea drenantă a golurilor), astfel încît corpul barajului se menține uscat;

— mărirea stabilității la alunecare, prin reducerea subpresiunilor și conlucrarea cu materialul umplut în găuri;

— degajarea mai ușoară a căldurii, deci micșorarea contracției în perioada de răcire și a pericolului de fisurare;

— supravegherea comportării și întreținerea barajului datorită golurilor și accesului din aval.

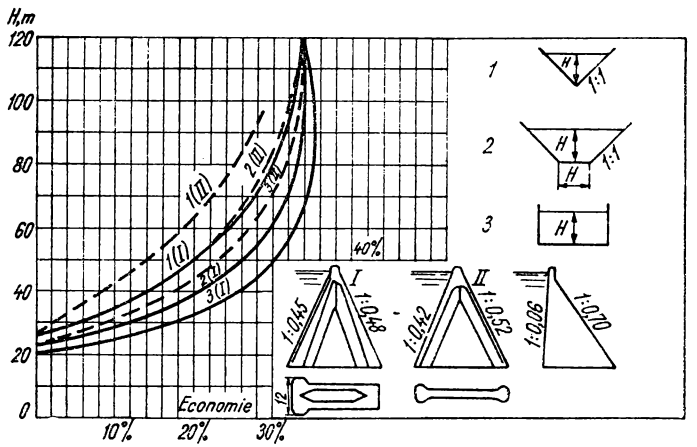


Fig. X.44. Economia de volum în funcție de forma văii și înălțimea barajului.

Dezavantajele sînt următoarele:

— discontinuitatea fundațiilor, care încarcă alternativ terenul și conduce la concentrări de eforturi, a căror acțiune nu este însă prea mare;

— fundarea dificilă a ploturilor pe versanți, întrucît o fundație în trepte denivelate produce eforturi mari de forfecare și torsiune, care fisurează betonul;

— efectul variațiilor de temperatură ale mediului exterior. Deși sînt prevăzute rosturi de dilatație, libertatea de deformare a unora din ploturi este limitată și pot apare eforturi care să producă fisurarea betonului.

Claudio Marcello a studiat economia de volum la barajele evidate și cele cu contraforți [3], față de un baraj de greutate de aceiași înălțime (fig. X.44).

În practică, economia de cost este ceva mai redusă decît economia de volum, deoarece:

— prețul unitar al betonului este mai mare în barajul evidat;

— cantitatea și costul cofrajelor sînt mai ridicate;

— dozajul și punerea în operă sînt mai pretențioase.

Un alt aspect al economicității, legat și de dimensionarea barajelor evidate este arătat în fig. X.45, în funcție de coeficientul de evidare α (raportul între lățimea golurilor și lățimea totală a unui plot). Raportul între volum w_α / w_g este cu atît mai redus cu cît α este mai mare, de exemplu pentru $\alpha = 0{,}60$ economia este de 45%.

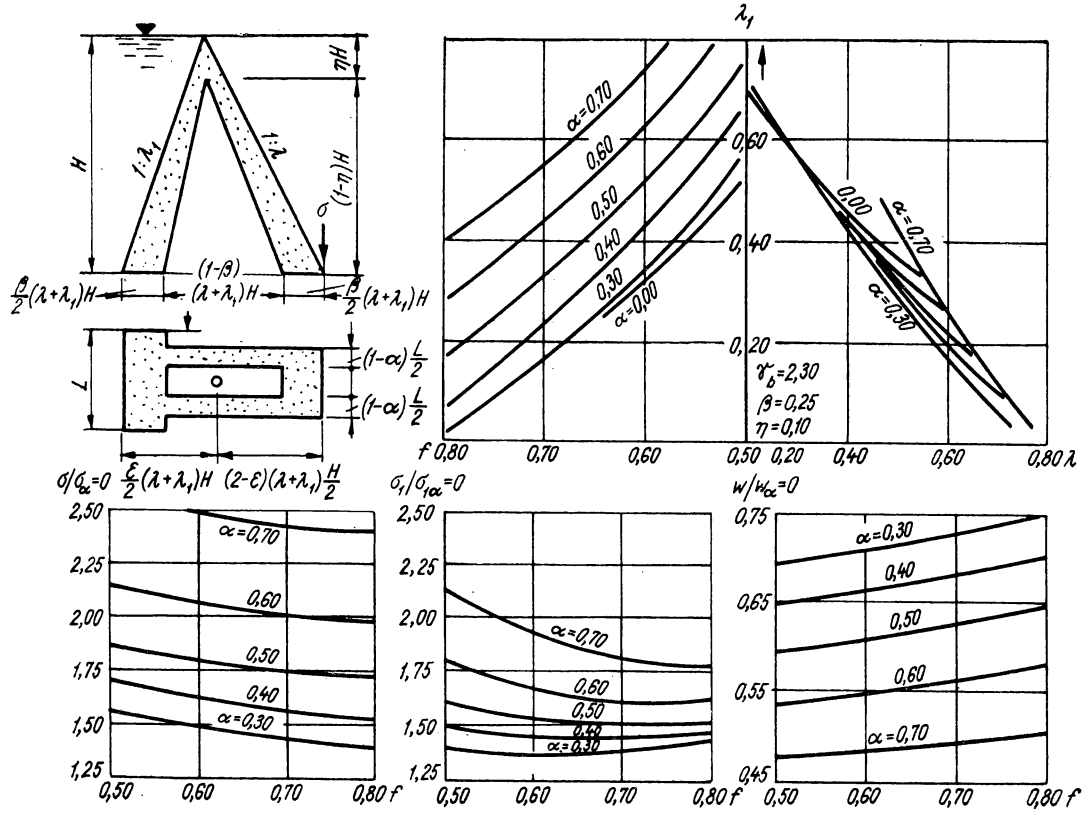


Fig. X.45. Diagrama caracteristică pentru baraje evidate.

Dimensionarea barajelor evidate se poate face pe baza criteriilor aplicate la barajele de greutate:

— condiția de efort nul în amonte, la lac plin;

— condiția de stabilitate la alunecare.

Notațiile sînt cele din fig. X. 45. Forțele introduse în calcul sînt: greutatea proprie, presiunea orizontală și verticală și subpresiunea acționînd liniar numai asupra plăcii amonte de la γH (amonte). la zero (aval). Cele două condiții de dimensionare sînt:

$$\left(\frac{k_2k_3}{k_1} - k_4 + \frac{k_1k_5}{k_2}\right)k_6\lambda_1^2 + \frac{\gamma}{f}\left(\frac{k_2k_7}{k_1} - k_7 + \frac{k_4k_6}{k_1} - 2\frac{k_5k_6}{k_2}\right)\lambda_1 + \tag{X.103}$$

$$+ \frac{1}{k_1}\left(\frac{\gamma}{f}\right)^2\left(k_7 + \frac{k_5k_6}{k_2} - 2\frac{f^2}{\gamma}\ k_2k_6\right) = 0;$$

$$fk_2\lambda = \gamma - f\ k_1\lambda_1.$$

Coeficienții celor două ecuații au expresiile:

$$k_1 = \frac{\gamma_b}{4}\ [4 - \alpha(1-\eta)(5 - 3\beta - \eta) + \alpha] + \gamma\left(1 - \frac{\beta}{2}\right);$$

$$k_2 = \frac{\gamma_b}{4}\ [4 - \alpha(1-\eta)(3 - 3\beta + \eta) - \alpha] - \frac{\beta}{2}\gamma;$$

$$k_3 = \gamma\left[(3\varepsilon - 2) - \frac{\beta}{2}\ (3\varepsilon - \beta)\right] + \frac{\gamma_b}{4}\left\{\alpha(1-\eta)\left[(\eta - \beta)(6 - 9\varepsilon + \right.\right.$$

$$\left.\left. + 2\eta + \beta)\right] + 4\ (1-\eta)\ (4 - 3\varepsilon - \beta)\right] + \alpha\eta(6 - 3\varepsilon - 2\eta) + 12\ \varepsilon - 16\right\};$$

$$k_4 = \gamma\left[3\varepsilon - \beta(3\varepsilon - \beta)\right] + \frac{\gamma_b}{2}\left\{\alpha(1-\eta)\left[(\eta - \beta)\ (6 - 9\varepsilon + 2\eta + \beta) + \right.\right.$$

$$\left.\left. + (1-\eta)\ (6 - 9\varepsilon + 4\eta - \beta) - 2\eta\right] + \alpha\ (6 - 3\varepsilon - 2\eta) - 12\ (1-\varepsilon)\right\};$$

$$k_5 = \gamma\ (\beta - 3\varepsilon)\frac{\beta}{2} + \frac{\gamma_b}{4}\left\{\alpha(1-\eta)\left[(\eta - \beta)(6 - 9\varepsilon + 2\eta + \beta) + 2\ (1-\eta)\ (2 + \right.\right.$$

$$\left.\left. + \beta - 3\varepsilon)\right] - \alpha\ (2-\eta)\ (3\varepsilon - 2\eta - 2) + 12\varepsilon - \beta\right\};$$

$$k_6 = 1 - \frac{\alpha}{4}\ (4 - 3\beta);$$

$$k_7' = 1 + \frac{3}{2}(1-\varepsilon)^2\left[2 - \alpha(1-\beta) - \frac{\alpha}{16}(16-36\beta+30\beta^2-9\beta^3) - \right.$$

$$\left. - \frac{3}{2}\alpha\left(1-\frac{\beta}{2}\right)\left(1-\varepsilon+\frac{\beta}{2}\right)^2\right]; \qquad (X.104)$$

$$k_7 = k_7'/\varepsilon \quad \text{şi} \quad k_8 = k_7'/(2-\varepsilon);$$

$$\varepsilon = 1 - \frac{\alpha\beta(2-\beta)}{2[4-\alpha(4-3\beta)]}.$$

Se observă că înclinarea amonte λ_1 creşte cu cît frecarea f este mai mică şi evidarea α mai mare.

Eforturile care acţionează la piciorul aval cresc cu α; în raport cu eforturile într-un baraj de greutate, eforturile verticale sînt mai mari cu 100%, iar cele principale cu 70% pentru $\alpha = 0{,}60$.

Pentru barajele evidate închise se obţine o creştere a eforturilor verticale de la piciorul aval de 80%, iar a celor principale de 50% însă şi economia de beton este mai redusă, de ordinul a 40%.

Dimensionarea plăcii amonte se face astfel încît să fie solicitată de tensiuni cît mai mici. În plus se ţine seama de efectul presiunii hidrostatice care acţionează pe feţele laterale ale plăcii (fig. X.46). În acest caz tola de etanşare se prevede la extremitatea aval a simburelui central:

$$M_p = p\,\frac{(l-a)^2}{8} - \frac{2h^2}{9};$$

$$M_t = \frac{h^2}{6}\sigma_t; \qquad (X,105)$$

$$M_p = M_t.$$

Rezultă grosimea plăcii amonte :

$$h = \frac{l-a}{\sqrt{1{,}78+1{,}33\,\dfrac{\sigma_t}{p}}}. \qquad (X.106)$$

De exemplu, pentru distanţa între contraforţi $l = 15$ m, grosimea lor $a = 6$ m, $p = 15$ tf/m² şi $\sigma_t = 40$ tf/m² se obţine $h = 3{,}90$ m.

2.3.3. **Baraje cu contraforţi ciupercă.** Acestea sînt barajele constituite din contraforţi independenţi, îngroşaţi în amonte ca nişte ciuperci. Ciuperca are un contur teoretic circular, practic poligonal, astfel încît presiunea hidrostatică să fie preluată radial şi deci să apară numai eforturi de compresiune [fig. X.47).

F. A. Noetzli [24], autorul acestui tip de baraje a arătat efectele favorabile ca redu cerea subpresiunilor, mărirea stabilității la alunecare, degajarea ușoară a căldurii și posibilitatea de supraveghere directă.

Aceste baraje sînt mai puțin solicitate la eforturi secundare, decît cele evidate, în schimb au o stabilitate longitudinală mai slabă.

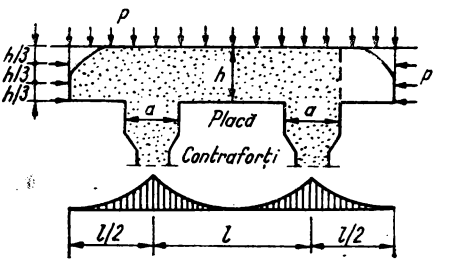


Fig. X.46. Schema de încărcare a plăcii amonte.

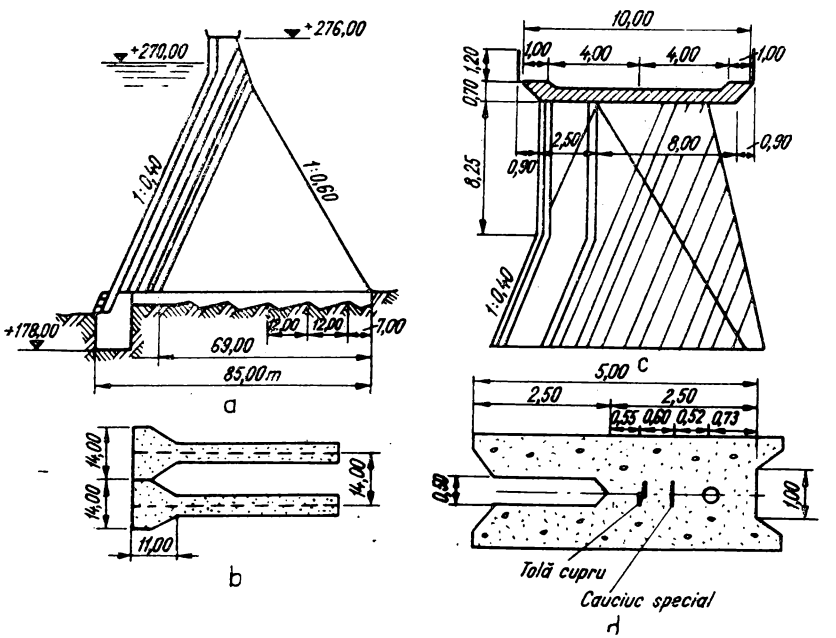


Fig. X.47. Barajul cu contraforți — ciupercă Menjil, (Iran):
a — vedere laterală; *b* — secțiune plină; *c* — detaliu de coronament; *d* — detaliu de rost.

Pentru dimensionarea barajelor cu contraforți-ciupercă se pot admite criteriile adoptate mai înainte : condiția de efort nul în amonte, la lac plin și condiția de stabilitate la alunecare [2].

Se consideră un contrafort, de forma celui din fig, X.48 încărcat de greutatea proprie, presiunea orizontală și verticală a apei și de subpresiunea acționînd numai pe ciupercă cu valoarea γH în amonte și zero în aval :

$$\left[\gamma k_2 + k_1 k_2 + k_3 k_6 - \frac{\gamma + k_1}{k_1}(\gamma k_2 + 2k_1 k_2 + k_4 k_6) + \frac{(\gamma + k_1)^2}{k_1^2}(k_1 k_2 + k_5 k_6)\right]\lambda_1^2 -$$

$$- \left[\frac{2\gamma}{f k_1^2}(\gamma + k_1)(k_1 k_2 + k_5 k_6) - \frac{\gamma}{f k_1}(\gamma k_2 + 2 k_1 k_2 + k_4 k_6)\right]\lambda_1 + \qquad (X.107)$$

$$+ (k_1 k_2 + k_5 k_6)\frac{\gamma^2}{f^2 k_1^2} - 2\gamma k_6 = 0 ;$$

$$f k_1 \lambda = \gamma - (\gamma + k_1) f \lambda_1 .$$

Coeficienții au următoarele expresii :

$$k_1 = \gamma_b\ [1-\alpha(1-\beta)^2] - \gamma\beta ;$$

$$k_2 = \frac{1}{\varepsilon}[1-\alpha+3(1-\alpha)\ (1-\varepsilon)^2+\alpha\beta^3+3\alpha\beta\ (\varepsilon-\beta)^2] ;$$

$$k_3 = \gamma\,(3\varepsilon-2)+\gamma_b\,(3\varepsilon-4)-\gamma\beta\,(3\varepsilon-2\beta)-\gamma_b\alpha\,(1-\beta)^2\,(3\varepsilon-4+4\beta) ;$$

$$k_4 = 3\gamma\varepsilon+6\,\gamma_b\,(\varepsilon-1)-2\,\gamma\beta\,(3\varepsilon-2\beta)+\ 6\,\gamma_b\ \alpha\,(1-\beta)^2 ;$$

$$k_5 = \gamma_b\,(3\varepsilon-2)-\gamma\beta\ (3\varepsilon-2\beta)-\gamma_b\alpha\ (1-\beta)^2\ (3\varepsilon-4\beta-2) ; \qquad (X.108)$$

$$k_6 = 1 - \alpha\,(1 - \beta) ;$$

$$\varepsilon = \frac{1 - \alpha\,(1 - \beta^2)}{1 - \alpha\,(1 - \beta)} .$$

Înclinarea amonte λ_1 este cu atît mai mare cu cît f este mai mic și cu cît α este mai mare.

Eforturile care acționează la piciorul aval cresc în comparație cu cele ale unui baraj de greutate de aceeași înălțime cu circa 110 %, iar cele principale cu circa 70 %, pentru $\alpha = 0{,}65$.

Dacă se închide barajul în aval (secțiune dublu T) eforturile verticale cresc cu numai 105 %, cele principale cu 65 % în schimb și economia de beton este mai redusă.

Pentru barajul deschis în aval s-a studiat și influența poziției coronamentului asupra înclinării paramentelor și a cantităților de beton [2].

Rezultatele sînt arătate în fig. X.49 din care rezultă că schema cea mai favorabilă este *b*, urmată de *c*, iar cea mai defavorabilă schema *a*.

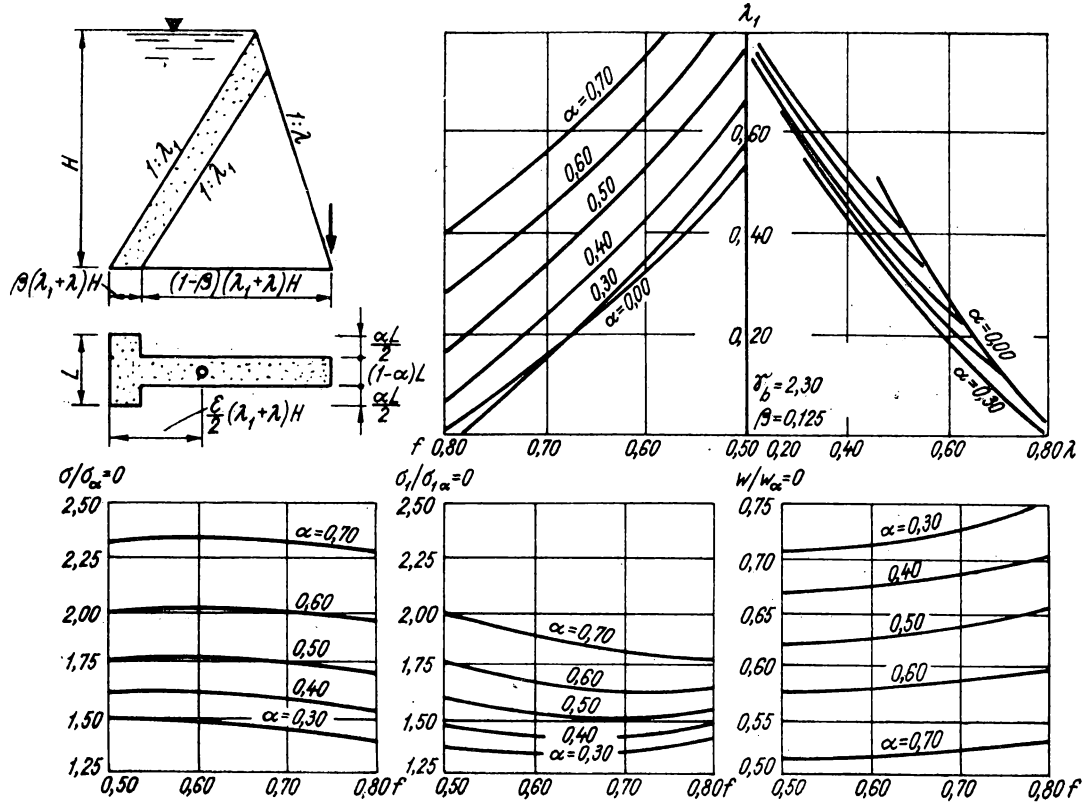


Fig. X.48. Diagrame caracteristice pentru barajele cu contraforţi-ciupercă.

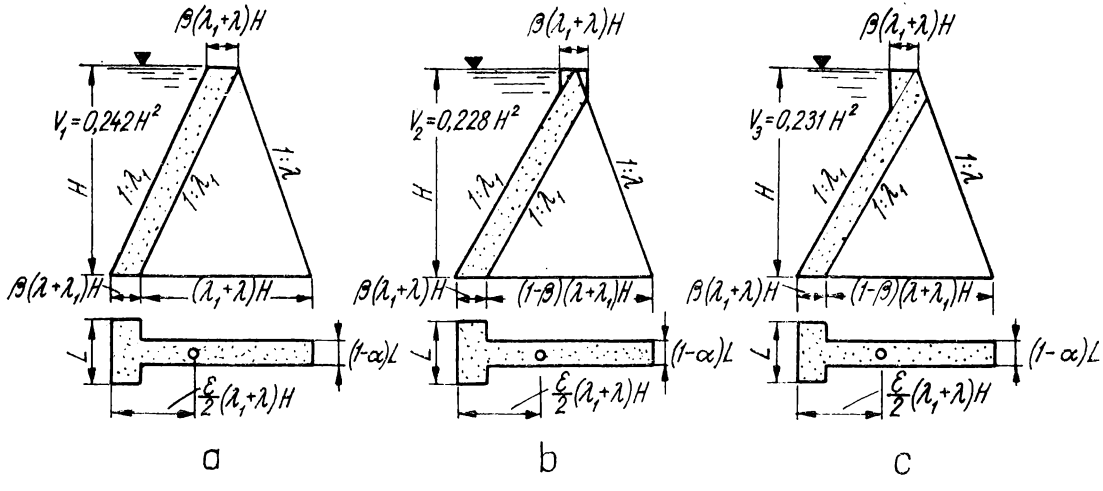


Fig. X.49. Diferite scheme referitoare la poziţia coronamentului.

2.3.4. **Baraje cu plăci de beton armat.** Elementele de retenţie la aceste baraje (concepute de N. Ambursen) sînt plăci de beton armat simplu rezemate (pentru a avea numai eforturi de compresiune), iar cele de susţinere şi transmitere la teren sînt contraforţi verticali.

Distanţa economică între contraforţi depinde de : înălţimea medie a barajului, tipul fundaţiei (izolate sau cu radier), prezenţa deversorului, înclinarea plăcilor amonte şi condiţiile geologice ale terenului de fundaţie.

Dacă terenul de fundaţie este constituit din rocă bună, distanţa între contraforţi poate fi luată astfel [2] :

Înălţimea medie, m	Distanţa între contraforţi, m
15,00 – 30,00	4,50 – 6,00
30,00 – 45,00	6,00 – 12,00
peste 45,00	12,00 – 15,00

Distanţa optimă se obţine cînd suma costurilor pentru betoane, cofraje, armături şi punerea în operă conduc la o valoare minimă. În general aceste distanţe se recomandă mai reduse.

Înclinările paramentelor depind de coeficienţii de alunecare ($\sum H/\sum V$) care se admit după natura terenului de fundaţie : roci moi sau permeabile 0,30—0,50, iar la rocile stîncoase 0,60—0,90. Obişnuit raportul între lungimea la bază a contraforţilor şi înălţimea lor variază între 1,20 şi 1,50.

Înclinările paramentelor şi grinzilor contraforţilor se iau astfel încît eforturile normale şi tangenţiale să fie cît mai uniforme în orice secţiune orizontală. Pentru efortul principal de compresiune se admite pînă la 40 kgf/cm^2, iar pentru cel maxim de alunecare, pînă la 20 kgf/cm^2, dacă contrafortul este armat.

Grosimea minimă a contraforţilor se alege constructiv. Pentru distanţe între contraforţi de 4,50 — 6,00 m se ia 0,25—0,30 m, iar pentru distanţe mai mari, grosimea minimă variază între 0,50 şi 1,20 m. În adîncime grosimea variază liniar sau în trepte. Pentru baraje fundate pe roci stîncoase, grosimile contraforţilor la partea superioară şi inferioară se pot determina aproximativ astfel :

$$d_{s(m)} = \frac{H}{200} + 0{,}20\,; \qquad d_{j(m)} = \frac{H}{36} + 0{,}20. \tag{X.109}$$

Contraforţii se construiesc din lamele suprapuse, separate prin rosturi de lucru orizontale, prevăzute cu dinţi de beton. Pentru limitarea efectelor contracţiei, în corpul contrafortului se prevăd rosturi speciale, care sînt de două tipuri : simple sau duble (fig. X.50).

Rosturile simple au caracter permanent, pornesc de la fundaţie şi se opresc la o distanţă oarecare de paramentul amonte.

Rosturile duble lasă un spaţiu de circa 60—80 mm, care se betonează după terminarea contracţiei, realizînd o legătură rigidă.

Armăturile contrafortului nu se întrerup în dreptul rosturilor de acest tip.

Contraforţii se armează orizontal, în apropierea feţelor laterale, cu un procent obişnuit de 0,30% din secţiunea verticală de beton.

Din cauza subţirimii contraforţilor, aceştia se contravîntuiesc prin grinzi de rigidizare de secţiune dreptunghiulară, în T sau U întors, orientate paralel cu axul barajului,

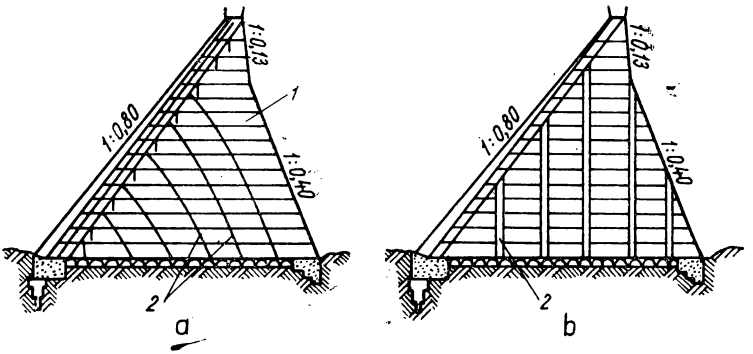


Fig. X.50. Rosturi de contracție:
a — simple; *b* — duble; *1* — rost de lucru; *2* — rost de contracție.

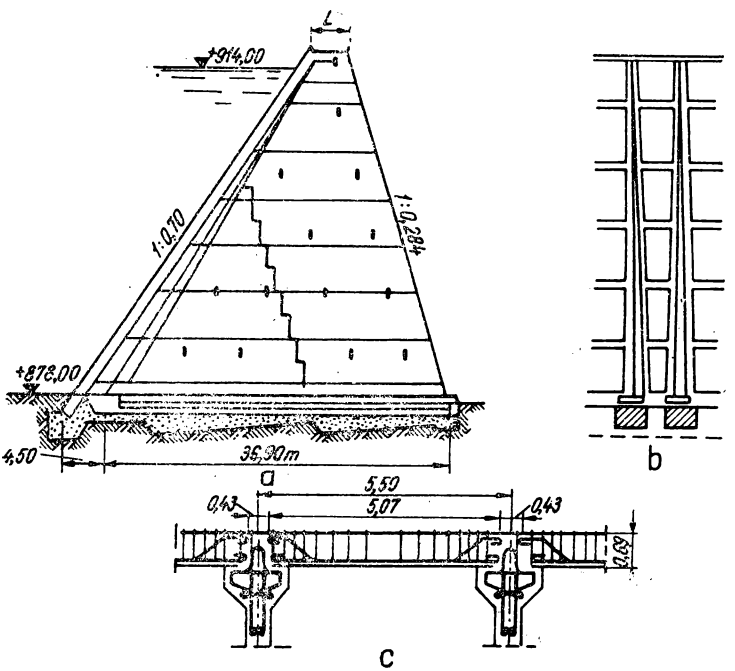


Fig. X.51. Secțiunea unui baraj cu plăci de beton armat:
a — secțiune transversală; *b* — vedere din aval; *c* — detaliu de armare.

situate la distanțe de 6—8 m în elevație (din două în două lamele de turnare) și de 8—12 m după orizontală (fig. X.51). Se recomandă ca grinzile să nu fie legate rigid de contraforți pentru a le permite deplasări. Dimensionarea grinzilor se face la acțiunea greutății proprii și a forțelor axiale provocate de cutremur sau alte solicitări.

Un alt sistem constă din pereți verticali, construiți la 10—12 m, distanță, turnați odată cu contraforții, realizînd în ansamblu o construcție rigidă.

Barajele cu plăci de beton armat pot fi amenajate ca deversoare, prin continuarea plăcii pe paramentul aval cu o formă hidraulică corespunzătoare.

Plăcile din amonte pot fi construite ca plăci simplu rezemate, ca plăci continue solidare cu contraforții sau ca plăci rezemate pe console (fig. X.52). La fiecare sistem se ține seama, dacă este cazul de eforturile de tensiune pentru a evita fisurarea.

Paralel cu axul barajului deformarea liberă a plăcilor se asigură prin interspații de 3—5 mm, între fețele lor laterale, care se etanșează cu tolă de cupru sau material plastic și se umple cu mastic bituminos.

Dacă plăcile reazemă pe îngroșări ale contraforților acestea se dimensionează pentru preluarea forțelor de rezemare și de forțele tăietoare sau momentele create de acestea.

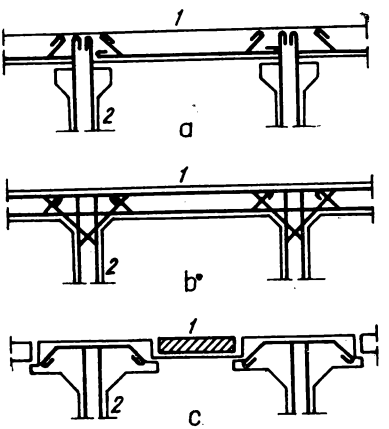


Fig. X.52. Sistem de rezemare pentru plăcile armate.

Calculul plăcilor de beton armat se face cu elementele din fig. X.53, *a*. Deschiderea de calcul este determinată de poziția reazemelor O și O_1 care se iau în centrele de greutate ale diagramelor de la reazem, care se consideră distribuite triunghiular (fig. X.53, *b*).

Momentul încovoietor și forța tăietoare pe reazeme sînt:

$$M_p = \frac{p + \gamma_b e \cos\varphi}{8}\left(l_0' + \frac{2b}{3}\right)^2;$$

$$Q_p = \frac{p + \gamma_b e \cos\varphi}{2}(l_0' + 2e). \qquad \text{(X.110)}$$

Pentru umărul în consolă al contrafortului, supus la reacțiunea plăcii, momentul încovoietor este:

$$M_c = \frac{1}{3}(p + \gamma_b e \cos\varphi)\, b l_0'.$$

Ținînd seama de traiectoriile eforturilor unitare principale (fig. X.53, *b*) forma consolei ar trebui să fie parabolică (linia punctată), însă în practică se execută după o linie poligonală.

2.3.5. Baraje cu bolţi multiple de beton armat. Barajele cu bolţi multiple (cu arce multiple) sînt constituite din bolţi circulare, în general înclinate, rezemate pe contraforţi. Capacitatea portantă a bolţilor fiind mai mare decît a plăcilor distanţa între contraforţi este mai mare, între 10 şi 20 m, contraforţii sînt mai masivi, iar terenul de fundaţie mai solicitat decît în cazul barajelor cu plăci de beton armat.

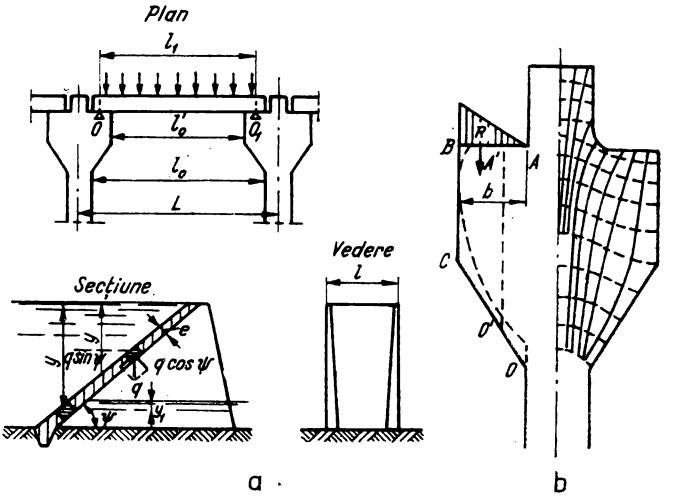


Fig. X.53. Calculul plăcilor de retenţie :
a — elementele plăcilor; *b* — schema pentru calculul umerilor.

Bolţile de reţinere sînt astfel executate încît o secţiune normală pe generatoare este circulară şi de grosime constantă ; uneori grosimea creşte spre naşteri. Unghiurile la centru sînt cuprinse între 120 şi 180°, acesta din urmă fiind cel mai favorabil din punct de vedere static.

Grosimile bolţilor se determină prin calcul, aşa cum se va arăta. Constructiv, la partea superioară se ia de 0,30—0,50 m, iar la cea inferioară de 1,00—3,00 m pentru a nu fi sensibile la variaţiile termice şi la infiltraţii.

De obicei grosimea arcelor variază cu adîncimea funcţie de presiunea apei, în care caz este raţional să se execute extradosul cilindric şi intradosul conic, dacă grosimea contrafortului creşte cu adîncimea. La contrafort cu grosime constantă se execută cilindric intradosul şi conic extradosul.

În majoritatea cazurilor bolţile sînt încastrate rigid în contraforţi, ceea ce rigidizează barajul în sens longitudinal, (elimină grinzile de contravîntuire), măreşte stabilitatea la răsturnare şi alunecare, însă în caz de tasări inegale conduce la eforturi de tensiune şi pericol de fisurări.

În cazuri mai rare, bolţile sprijină liber pe capetele contraforţilor, deci se pot executa independent, însă trebuie prevăzute grinzi de rigidizare.

Un baraj cu bolţi multiple este arătat în fig. X.54.

Legătura bolților cu terenul de fundație se poate face cu unul din sistemele arătate în fig. X.55.

La partea superioară bolțile se pot termina ca în fig. X.56 astfel : prin frîngerea bolții și aducerea ei la verticală, prin intermediul unei cupole și prin evazarea contraforților ceea ce micșorează deschiderea bolților (cazul mai frecvent).

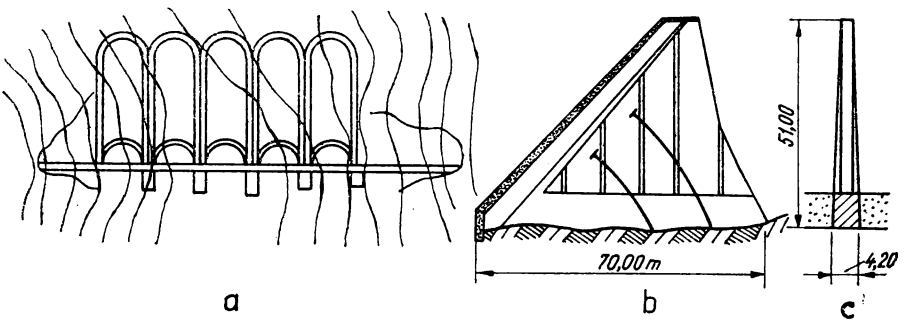


Fig. X.54. Baraj cu bolți multiple (Big Dalton) :
a — plan de situație; *b* — secțiune transversală; *c* — secțiune prin contraforți.

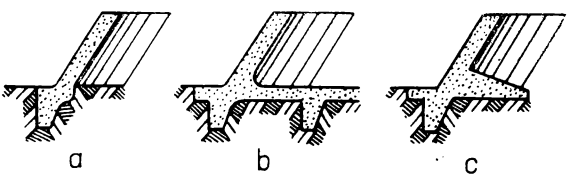


Fig. X.55. Sisteme pentru legătura bolților cu terenul de fundație.

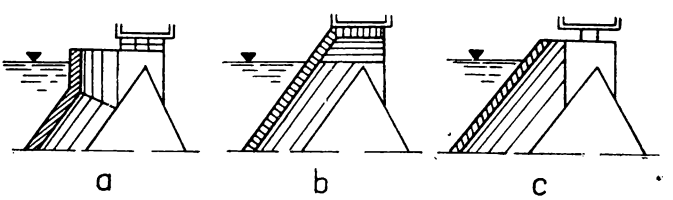


Fig. X.56. Alcătuirea bolților la partea superioară.

Contraforții barajelor cu bolți sînt mai groși decît ai barajelor cu plăci și au de obicei secțiune trapezoidală.

Grosimea contraforților este funcție de deschiderea bolților, de adîncimea apei și de efortul admisibil al materialului de construcție. Se recomandă :

— pentru grosimea la partea superioară : $d_s = (1{,}50-2{,}00)\, n_s$;

— pentru grosimea la partea inferioară : $d_i = 0{,}07-0{,}10)H \cdot n_s$,

unde n_s este grosimea arcelor la coronament.

La barajele cu bolți multiple se prevăd aceleași rosturi de lucru și de contracție, ca și la barajele cu plăci de beton armat.

Rigiditatea contraforților, după direcția paralelă cu axul barajului se poate asigura prin :

— grinzi de contravîntuire longitudinale ;

— nervuri orientate vertical sau paralel cu paramentul aval ;

— contraforți casetați, cu modul mare de inerție, indicate pentru baraje de înălțime mare.

Contraforții sînt slab armați cu rețele dreptunghiulare de fier beton, așezate pe fețele laterale. De asemenea se prevăd armături paralele cu paramentul amonte, acolo unde sînt posibile eforturi de tensiune.

2.3.6. **Eforturi în bolți din presiunea variabilă a apei și din greutatea proprie.** Pentru calculul bolților la presiunea constantă a apei, variația de temperatură, contracție și forțe seismice se folosesc metodele de calcul ale barajelor arcuite.

Datorită înclinării bolților față de orizontală (α_1), arcele mai sînt solicitate în mod suplimentar de două încărcări : presiunea variabilă a apei și componenta normală a greutății proprii.

Calculul eforturilor din presiunea variabilă a apei începe cu determinarea solicitărilor static determinate N_0 și M_0. În fig. 57 s-a notat cu φ unghiul variabil curent și cu α unghiul unei secțiuni date $A - A$.

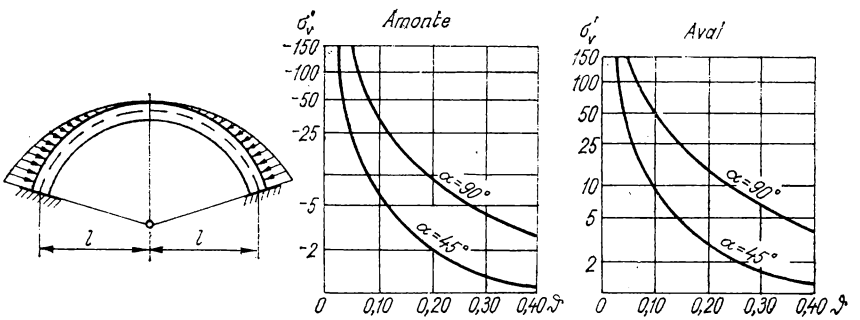


Fig. X.57. Eforturi la naștere din presiunea variabilă a apei.

Valoarea presiunii variabile într-un punct :

$$p_\varphi = \gamma' r_e \cos\alpha_1 (1 - \cos\varphi) = \gamma' R_e (1 - \cos\varphi). \qquad (X.111)$$

Solicitările static determinate în secțiunea $A-A$:

$$N_0 = \gamma' r_e^2 \left(1 - \cos\alpha - \frac{\alpha}{2}\sin\alpha\right);$$
$$M_0 = -N_0 r_0 . \tag{X.112}$$

Cu aceste elemente și cu relațiile din statică date la barajele arcuite, se calculează reacțiunile static nedeterminate din centrul elastic :

$$M_p = \gamma' r_e^2 r_0 k_1, \text{ unde } k_1 = 1 + \frac{1}{2}\cos\alpha - \frac{3\sin\alpha}{2\alpha};$$
$$H_p = \frac{\frac{12}{\nu^2}\cdot\frac{k^2}{\sin^2\alpha} - k_3}{\frac{12}{\nu^2}\cdot\frac{k_4}{\sin^2\alpha} + k_5}\gamma' r_e^2 . \tag{X.113}$$

Coeficienții k_i au expresiile :

$$k_2 = \frac{9}{8}\sin 2\alpha + \alpha - 3\frac{\sin^2\alpha}{\alpha} - \frac{\alpha}{4}\cos 2\alpha ;$$
$$k_3 = 2\sin\alpha - \frac{5}{8}\sin 2\alpha - \alpha + \frac{\alpha}{4}\cos 2\alpha, \tag{X.114}$$

iar k_4 și k_5 s-au dat la calculul barajelor arcuite.

Momentul de calcul M_φ și forța axială N_φ în secțiunea $A-A$ au în final expresiile :

$$M_\varphi = M_0 + M_p + H_p y ;$$
$$N_\varphi = N_0 + N_p - H_p \cos\varphi . \tag{X.115}$$

Eforturile pe paramenți se calculează cu formula :

$$\sigma_{p,\varphi} = \frac{N\varphi}{e} \pm \frac{6 M_\varphi}{e^2} . \tag{X.116}$$

În funcție de $v = e/l$ în fig. X.57 s-au reprezentat eforturile la nașteri (amonte și aval), din presiunea variabilă a apei, respectiv coeficientul :

$$\sigma'_p = \frac{\sigma_p}{\gamma' l} = \frac{\sigma_p}{\gamma \cos\alpha_1 l} . \tag{X.117}$$

Se observă că $\sigma_{p,\alpha}$ sînt proporționale cu deschiderea arcelor, sînt tensiuni în amonte și deci se suprapun în mod defavorabil peste eforturile din presiunea constantă a apei. Eforturile $\sigma_{p,\alpha}$ sînt de asemenea maxime pentru $2\alpha = 180°$.

Pentru calculul eforturilor la componenta greutății proprii, metoda de calcul este aceeași, cu următoarele modificări :

$$N_0 = \gamma_b' e r_0 \alpha \sin \alpha ; \quad M_0 = -\gamma_b' e r_0^2 (\alpha \sin \alpha + \cos \alpha - 1).$$

Reacțiunile static nedeterminate sînt :

$$M_g = \gamma_b' e r_0^2 \left(2 \frac{\sin \alpha}{\alpha} - \cos \alpha - 1 \right); \tag{X.118}$$

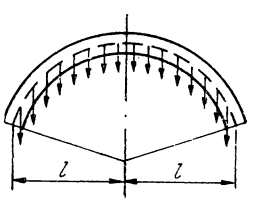
$$H_g = \frac{\frac{12}{e^2} \gamma_b' e r_0^4 k_6 - \gamma_b' e r_0^2 k_7}{\left(\frac{12 k_4}{\nu^2 \sin^2 \alpha} + k_5 \right) \frac{l}{\sin \alpha}}; \tag{X.119}$$

$$k_6 = \frac{\alpha}{2} \cos 2\alpha + 4 \frac{\sin^2 \alpha}{\alpha} - \alpha - \frac{7}{4} \sin 2\alpha ;$$

$$k_7 = \frac{\sin 2\alpha}{4} - \frac{\alpha}{2} \cos 2\alpha.$$

În fig. X.58 este dată diagrama de calcul simplificatoare pentru eforturile la naşteri din componenta greutății proprii sub forma :

$$\sigma_g' = \frac{\sigma_g}{\gamma_b' l} = \frac{\sigma_g}{\gamma_b \cos \alpha_1 . l}. \tag{X.120}$$



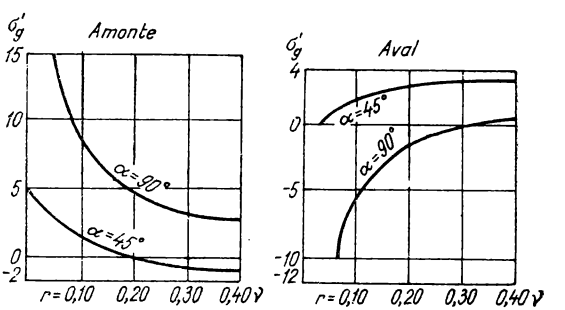


Fig. X.58. Eforturi la naştere din componenta greutății proprii.

Se observă că eforturile σ_g sînt proporționale cu deschiderea arcelor şi sînt compresiuni în amonte, deci se suprapun favorabil peste cele din presiunea constantă a apei.

2.3.7. **Baraje cu cupole multiple.** Dacă terenul de fundație este rezistent și înălțimea barajului este mai mare este indicat să se construiască baraje cu cupole multiple. Se deosebesc de cele cu bolți, prin distanța mare dintre contraforți și prin faptul că structura este cu dublă curbură, prezentînd în secțiune verticală tot un arc (fig. X.59).

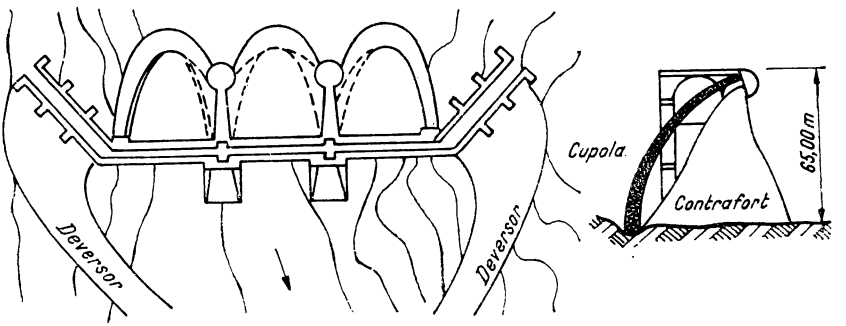


Fig. X.59. Baraj cu cupole multiple (barajul Coodlige).

La acest tip de baraje, cu distanțe de peste 20 m între contraforți se elimină contravînturile longitudinale, întrucît dimensiunile mari ale contraforților asigură stabilitatea barajului.

Grosimea cupolelor rezultă din calcul și în general asigură la acțiunea variației de temperatură, infiltrației apei și fenomenelor de îngheț-dezgheț.

Economia ce se obține prin barajele cu cupole multiple este sensibil egală cu cea dată de barajele cu bolți multiple, adică cca 20% față de tipul de greutate de aceeași înălțime.

2.3.8. **Calculul contraforților.** Calculul preliminar al contraforților se face prin metoda elementară, expusă mai înainte pentru barajele de greutate, care presupune că într-o secțiune orizontală eforturile normale sînt repartizate liniar.

Starea reală de eforturi se apropie mult de această distribuție liniară în cazul secțiunilor dreptunghiulare și diferă din ce în ce mai mult pentru o secțiune cu îngroșări cum este cea a contraforților.

Modul de rezemare al elementelor de retenție (plăci, bolți, cupole) pe contraforți influențează de asemenea distribuția eforturilor. Pentru simpla rezemare se consideră ca structură rezistentă numai contrafortul. În cazul elementelor legate rigid (bolți, cupole, ciuperci) este normal să se țină seama de conlucrarea acestora cu contrafortul; nu există însă în prezent o precizare a gradului de conlucrare și nici a eforturilor suplimentare ce apar în pereții de rigidizare din cauza acestei legături.

În sfîrșit acțiunea apei pe fețele laterale ale elementelor de retenție și concentrările de eforturi în zonele de rezemare sau racordare reprezintă o serie de probleme ce nu au încă o soluție generală, însă pot fi analizate aproximativ prin studiide detaliu, cercetări pe modele, fotoelasticitate etc.

Pentru a cunoaște mai bine mărimea și repartiția eforturilor unitare din corpul unui contrafort, unii autori au folosit teoria elasticității. Tölke a determinat pe cale analitică eforturile normale și tangențiale pentru contraforți cu profilul triunghiular și secțiunea variind liniar cu adîncimea.

B. Galerkin a rezolvat problema contraforţilor cu profil trapezoidal şi grosime constantă. Printr-un artificiu de calcul — lucrînd cu eforturi convenţionale $s = \sigma d$ şi $t = \tau d$, unde d este grosimea variabilă liniară cu adîncimea — eforturile calculate mai înainte devin valabile pentru pile cu grosime variabilă [1].

Contribuţii interesante asupra comportărilor elastice a contraforţilor au fost aduse de un grup de autori slovaci.

Folosind aplicaţiile elasticităţii arătate la barajele de greutate, respectiv expresiile eforturilor :

$$\sigma_x = a_1 x + b_1 z\,;\quad \sigma_z = a_2 x + b_2 z\,;\quad \tau = a_3 x + b_3 z,$$

s-au determinat liniile de egal efort pentru contraforţii barajului Poiana Uzului [28] şi traiectoriile eforturilor principale. Calculul s-a făcut determinîndu-se două rînduri de coeficienţi a_i şi b_i, după ce în prealabil s-au calculat eforturile verticale pe paramente, prin metoda elementară :

— pentru ciupercă, considerînd lăţimea l a plotului ;

— pentru contrafort, lăţimea d a contrafortului.

Pentru zona intermediară, între ciupercă şi contrafort s-au racordat familiile de curbe obţinute pe cele două zone.

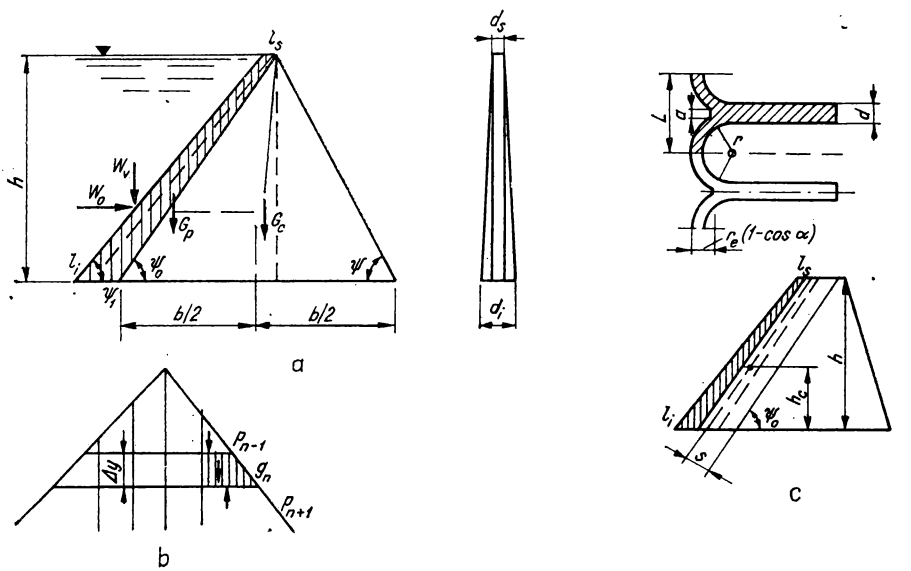


Fig. X.60. Sche ma pentru calculul contraforţilor :
a — elemente simplu rezemate ; *b* — secţiune ; *c* — elemente încastrate.

O altă metodă de calcul consideră contrafortul constituit dintr-o serie de stîlpi curbaţi, delimitaţi de traiectoriile efortului principal de ordinul *1*. Aceşti stîlpi trebuie să se găsească în echilibru sub acţiunea presiunii hidrostatice ce le revine şi a greutăţii pro-

prii. Rezultatele parțiale pe fiecare stîlp trebuie să acționeze centric pe orice secțiune normală la axa stîlpului. Problema se rezolvă prin încercări succesive.

Pentru a materializa ipoteza de bază, în practică se prevăd rosturi de dilatație permanente chiar după traiectoriile efortului principal σ_1, care au delimitat stîlpii de calcul.

Pe scurt, forțele care acționează asupra contrafortului (fig. X.60, *a*) sînt următoarele:

— în cazul elementelor de retenție simplu rezemate, presiunea orizontală și cea verticală a apei au mărimile:

$$W_0 = \frac{\gamma}{2} h^2 l \quad \text{și} \quad W_v = \frac{\gamma}{2} h^2 l \operatorname{ctg} \psi_1; \tag{X.121}$$

— în cazul elementelor de retenție încastrate, se adaugă greutatea apei (fig. X.60,*c*) dintre paramentele amonte ale bolților și planul tangent la cheie tuturor bolților, cu înclinarea ψ_1, față de orizontală:

$$W_s = \frac{\gamma h}{\sin \psi_1} \left[\frac{a+l}{2} r_e (1 - \cos \alpha) - r_e^2 (\alpha - \sin \alpha) \right]; \tag{X.122}$$

— greutatea proprie a plăcii sau bolții, considerînd dimensiunile lor la partea superioară și inferioară:

$$G_p = \frac{\gamma_b (l_s + l_i) hl}{2 \sin \psi_1};$$

$$G_b = \frac{\gamma_b h \alpha}{2 \sin \psi_0} (r_{e_s}^2 - r_{i_s}^2 + r_{e_i}^2 - r_{i_i}^2); \tag{X.123}$$

— greutatea proprie a contrafortului, ținînd seama de forma lui și notînd raportul $\varepsilon = di/ds$;

$$G_c = \gamma_b \frac{b h}{6} ds (1 + 2\varepsilon);$$

$$x_c = \frac{(1 + \varepsilon)(b - 2h \operatorname{ctg} \psi)}{4 (1 + 2\varepsilon)}, \tag{X.124}$$

unde x_c reprezintă abscisa centrului de greutate.

Elementele contrafortului se determină ținînd seama de forma sa și de modul de legătură cu plăcile sau bolțile de retenție.

La contrafortul dreptunghiular cu plăci rezemate: $S = bd$.

La contrafortul dreptunghiular cu bolți încastrate: $S = bd + \alpha \frac{r_e^2 - r_i^2}{\sin \psi_0}$.

Se calculează momentul de inerție, în raport cu centrul de greutate:

$$I = \int_{-x_{av}}^{x_{am}} x^2 \, dS = \int_{-x_{av}}^{x_{am}} x^2 \, d(x) \, dx \tag{X.125}$$

și modulii de rezistență $W_{am} = I/x_{am}$ și $W_{av} = I/x_{av}$.

Eforturile verticale care acționează la extremitățile unei secțiuni oarecare se pot determina prin formula compresiunii excentrice:

$$\sigma_z^{am} = \frac{\Sigma V}{S} + \frac{\Sigma M}{W_{am}} \quad \text{și} \quad \sigma_z^{av} = \frac{\Sigma V}{S} - \frac{\Sigma M}{W_{av}}, \tag{X.126}$$

unde ΣV este suma forțelor verticale și ΣM este suma momentelor în raport cu centrul de greutate al secțiunii.

Eforturile ce acționează pe paramente se determină în funcție de eforturile verticale σ_z, de mai înainte, considerînd echilibrul unor presiuni elementare de pe aceste paramente:

— amonte: $\tau = (p - \sigma_z) \operatorname{cotg} \psi_1 = \lambda_1 (p - \sigma_z)$;

$p - \sigma_x = \tau \operatorname{ctg} \psi_1 = \lambda_1 \tau$;

— aval: $\tau = \sigma_z \operatorname{cotg} \psi = \lambda \sigma_z$;

$\sigma_z = \tau \operatorname{cotg} \psi = \lambda \tau$.

Totalitatea eforturilor tangențiale τ într-o secțiune trebuie să echilibreze forța orizontală H, care acționează asupra ei. Întrucît eforturile τ sînt cunoscute la paramente, această condiție suplimentară nu poate fi satisfăcută decît admițînd o repartiție diferită de cea liniară, de exemplu:

$$\tau(x) = ax^2 + bx + c. \tag{X.127}$$

Cei trei coeficienți se determină punînd condițiile de margine, amonte și aval și scriind că:

$$H = \int d(x) \, \tau(x) \, dx = \int d(x) \, (ax^2 + bx + c) \, dx. \tag{X.128}$$

Eforturile principale care acționează la paramente au expresiile următoare:

— amonte: $\sigma_1 = p$; $\quad \sigma_2 = \dfrac{\sigma_z - p \cos^2 \psi_1}{\sin^2 \psi_1}$; (X.129)

— aval: $\sigma_1 = \dfrac{\sigma_z}{\sin^2 \psi}$; $\quad \sigma_2 = 0$. (X.130)

2.3.9. Calculul la alunecare. Stabilitatea la alunecare a barajelor cu contraforți se calculează pe baza acelorași principii aplicate la barajele de greutate, adică:

$$k \Sigma H = f \Sigma V,$$

unde f este coeficientul de frecare statică beton-rocă.

În cazul barajelor cu contraforți, stabilitatea la alunecare crește prin încastrarea în teren a contraforților și a elementelor de retenție din amonte. Legătura rigidă dintre ele sporește și ea capacitatea de rezistență la alunecare (fig. X.61).

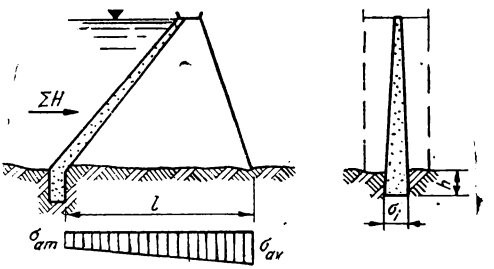


Fig. X.61. Schema pentru verificarea stabilității la alunecare.

Ținînd seama și de coeziunea care se realizează printr-o execuție îngrijită între beton și rocă, N. P. Rozanov recomandă următorii coeficienți de siguranță:

- pentru baraje evidate și ciuperci $k = 0{,}80 \cdots 0{,}85$;
- pentru baraje cu plăci de beton armat sau bolți multiple, nelegate rigid $k = 0{,}75 \cdots 0{,}95$;
- pentru baraje cu bolți sau cupole multiple, legate rigid de contrafort $k = 0{,}60-0{,}75$.

Pentru alegerea coeficientului de siguranță k se va ține seama de condițiile geologice și geotehnice ale terenului de fundație, de dimensiunile și forma fundațiilor și de calitatea execuției.

Dacă pe lîngă coeficientul de frecare statică f se determină prin încercări pe teren și coeziunea realizabilă între beton și rocă τ, verificarea la alunecare se poate face prin relația cunoscută $k\Sigma H = f\Sigma V + \tau S$.

În acest caz coeficientul de siguranță trebuie să fie egal sau mai mare ca 4.

Stabilitatea la alunecare a unui contrafort se poate verifica și după relația propusă recent de V. Scelkanov:

$$\frac{S_1}{k_1 \Sigma H} + \frac{2\sigma_m^{0,75} S}{k_2 \Sigma H} \geqslant 1. \qquad \text{(X.131)}$$

Notațiile suplimentare reprezintă:

$S_1 = l\ (2h + d_i)$ suprafața părții inferioare a contrafortului încastrată în stîncă sănătoasă, în cm²;

$\sigma_m = (\sigma_{am} + \sigma_{av})/2$ efortul mediu vertical, în kgf/cm²;

k_1 = coeficient de siguranță, egal cu 3;

k_2 = coeficient de siguranță, egal cu 1,3.

Cînd încastrarea nu se face în rocă sănătoasă suprafața $S_1 = S$.

Pentru coeziunea între beton şi rocă se admite :

– pentru roci sănătoase	12 kgf/cm²;
– idem, cu rezistenţă mijlocie	8 kgf/cm²;
– roci stîncoase relativ slabe	3 kgf/cm².

2.3.10. **Stabilitatea la flambaj.** Contraforţii barajelor înalte, solicitate la compresiune axială pot flamba. Ei sînt încastraţi la bază în fundaţii şi liberi la paramente, întrucît elementele de retenţie realizează o rigidizare parţială, dată fiind elasticitatea lor.

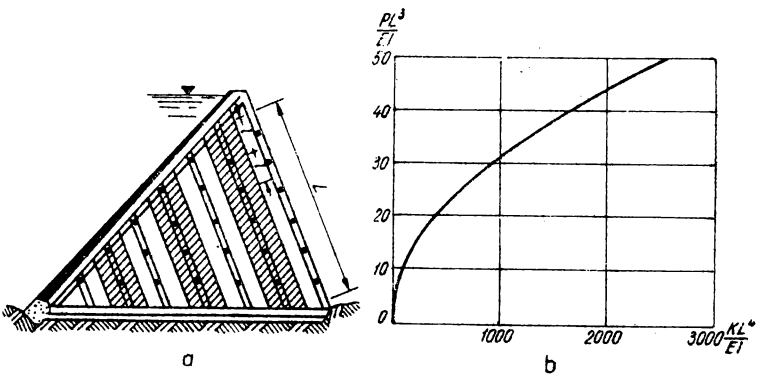


Fig. X.62. Schema de calcul pentru stabilitatea la flambaj :

a – schema de calcul; *b* – sarcina critică.

Se consideră contrafortul împărţit în stîlpi (fig. X.62, *a*).

M. Chambaud a studiat stabilitatea la flambaj a contraforţilor cu grinzi de rigidizare (fig. X.62) rezemate liber, a căror acţiune o asimilează cu aceea a unui mediu elastic echivalent. Integrînd ecuaţia diferenţială, Chambaud a găsit relaţia (fig. X.62, *b*) între $^2P_{cr}/EI$ şi kl^2/EI :

$$P_{cr} = \sqrt{EIk}, \tag{X.132}$$

unde $k = \pi E\Omega D/B^2 l$, în care notaţiile reprezintă : Ω secţiunea grinzii de contravîntuire, D distanţa între pile, B lăţimea văii, l distanţa între grinzi, I momentul de inerţie al stîlpilor în care se împarte contrafortul.

Dacă grinzile sînt legate rigid de contrafort :

$$P_{cr} = \sqrt{EIk} + \Omega EJ/ID, \tag{X.133}$$

unde J este momentul de inerţie al grinzilor.

Coeficientul de siguranţă la flambaj se exprimă prin raportul $k_f = P_{cr}/P$, unde P este presiunea hidrostatică ce revine stîlpului considerat şi are valori între 1,50 şi 2,00.

N. Rozanov ia în considerare variația contrafortului cu adîncimea și efectul greutății proprii aplicînd metoda energiei potențiale și verificînd-o pe modele. Sarcina critică de flambaj pentru un element de lungime L și lățime b (fig. X.63) este;

$$Q_{cr} = \frac{EI}{L^2}\psi(\xi, \nu). \qquad (X.134)$$

Notațiile reprezintă:

$\nu = d_i/d_s$ raportul grosimilor;

$$\xi = 4\frac{d_i\sigma_i - (d_s + d_i)\sigma_m}{2(d_s + d_i)\sigma_m - d_i\sigma_i}; \qquad (X.135)$$

σ_i = efortul principal aval la partea inferioară a contrafortului;

σ_m = idem, în punctul de grosime medie $d_m = (d_s + d_i)/2$;

$I_m = bd_m^3/12$ momentul de inerție al elementului în secțiunea d_m.

Contrafortul rezistă la flambaj dacă:

$$Q_{cr} \geqslant k\beta\sigma_i b d_i. \qquad (X.136)$$

Coeficientul de siguranță k poate fi admis 2,50 la 3,00, iar β ține seama de natura fundației și aproximațiile metodei:

– pentru fundații stîncoase rezistente	1,00 – 1,10
– idem, dar cu rezistență medie	1,20 – 1,30
– pentru fundații stîncoase slabe	1,50 – 1,60

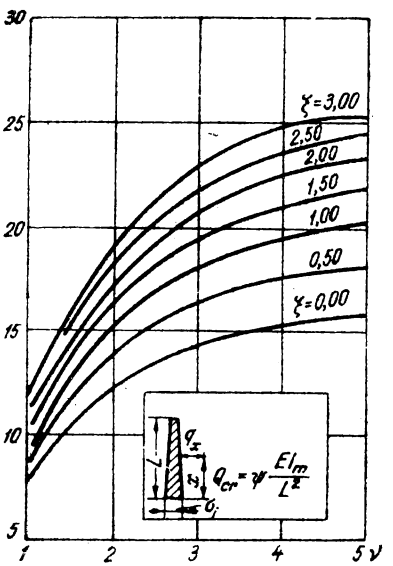


Fig. X.63. Variația funcției Ψ pentru sarcina critică.

3. BARAJE DE PĂMÎNT

Barajele de pămînt sînt realizate din materiale locale ca balastul și argila sau din alte materiale granulare.

3.1. CLASIFICAREA BARAJELOR DE PĂMÎNT

3.1.1. **După natura materialelor din baraje.** După natura materialelor folosite și după distribuția lor în corpul barajului în scopul asigurării impermeabilității, barajele de pămînt se împart în următoarele tipuri principale:

— baraje omogene, realizate dintr-un singur material cu caracteristici capabile să asigure atît impermeabilitatea cît și stabilitatea construcției (fig. X.64, *a*);

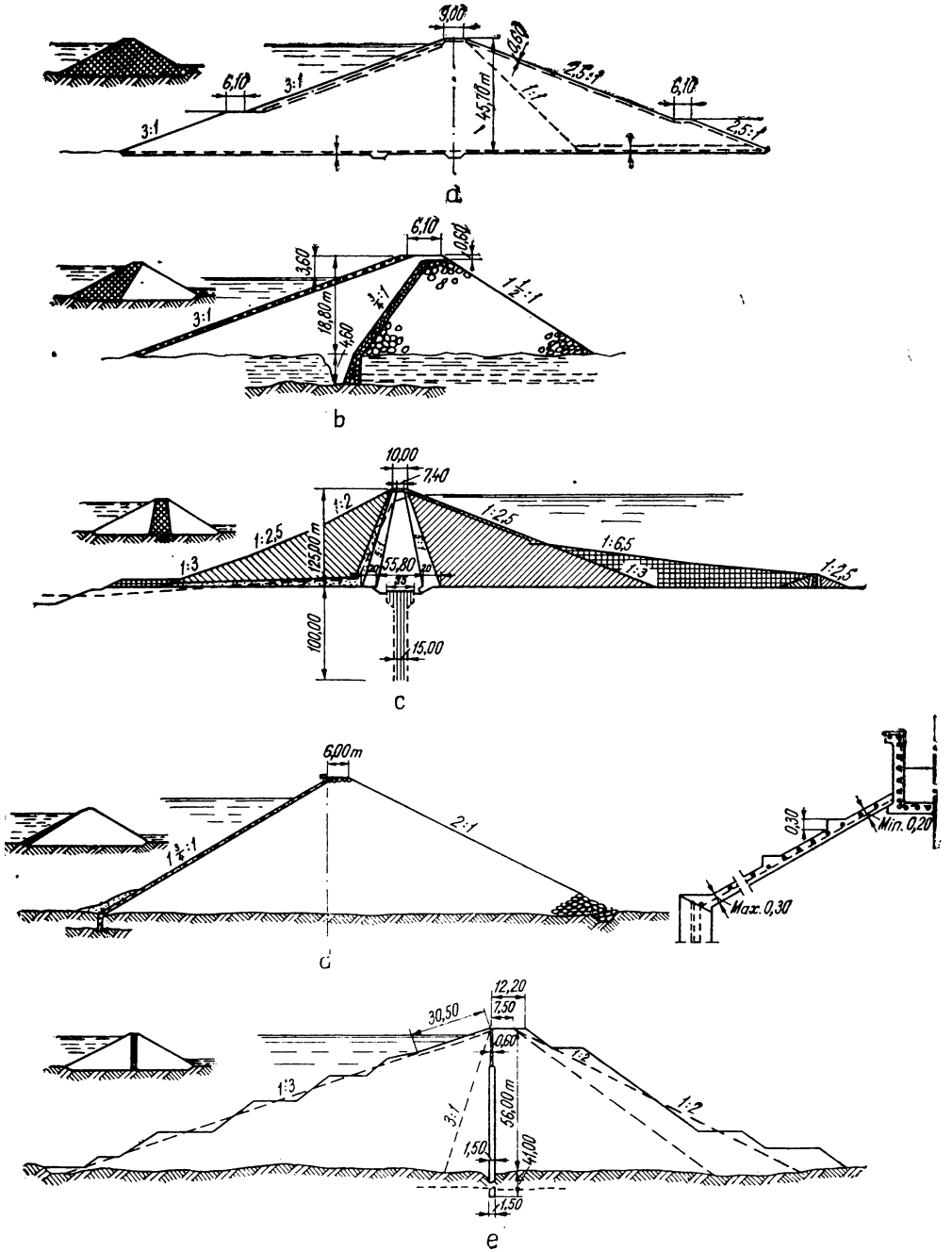


Fig. X. 64. Tipuri de baraje de pământ:
a — baraj omogen; *b* — baraj zonat cu prism impermeabil; *c* — baraj zonat cu nucleu central; *d* — baraj cu ecran de beton armat; *e* — baraj cu diagramă de beton armat.

— baraje neomogene, realizate din mai multe tipuri de pămînturi dispuse într-o anumită ordine în zone ce alcătuiesc profilul transversal. Din această categorie fac parte barajele cu prismul din materiale impermeabile situate spre taluzul amonte şi barajele cu nucleu central impermeabil (fig. X.64, *b,c*);

— baraje cu ecrane sau diafragme impermeabile. Din această categorie fac parte barajele cu ecrane plastice din materiale pămîntoase dispuse pe paramentul amonte; barajele cu ecrane din materiale nepămîntoase (beton, beton armat, beton asfaltic etc.) dispuse pe paramentul amonte (fig. X.64, *d*) şi barajele cu diafragme din materiale nepămîntoase dispuse în centrul secţiunii transversale (fig. X.64, *e*).

3.1.2. **După metoda de execuţie a umpluturii.** După metoda de execuţie a umpluturii barajelor, se împart în:

— baraje de pămînt compactat, realizate prin aşternerea succesivă a unor straturi orizontale şi compactarea acestora cu utilaje speciale;

— baraje hidromecanizate, realizate prin depunerea materialului transportat cu ajutorul apei, într-un proces de sedimentare.

3.2. CONDIŢII NATURALE CARACTERISTICE

În cazul barajelor de pămînt, condiţiile naturale ce caracterizează amplasamentul au o influenţă hotărîtoare în alegerea şi realizarea soluţiei tehnice. Alături de natura fundaţiei, dimensiunile şi configuraţia văii, condiţiile climatice ale amplasamentului, amplasamentul carierelor, rezerva şi natura pămîntului folosit în umpluturi reprezintă elemente precumpănitoare în proiectarea unui baraj.

3.2.1. **Materiale utilizabile în construcţia barajelor de pămînt.** Pentru realizarea barajelor de pămînt compactate pot fi luate în considerare toate tipurile de pămînturi — de la cele cu fracţiuni fine pînă la cele cu fracţiuni mari, de tipul bolovanilor sau blocurilor — care datorită caracteristicilor lor naturale sau ameliorate prin diferite procese tehnologice pot asigura stabilitatea şi impermeabilitatea construcţiei în ansamblu.

În aceste condiţii soluţia adoptată va fi cu atît mai economică cu cît materialele se vor găsi în cariere mai apropiate de baraj, în condiţii permiţînd o exploatare uşoară, fără a impune prelucrări costisitoare în carieră, iar pe de altă parte, aduse în corpul barajului vor ajunge printr-o compactare normală, cu utilaje uzuale la caracteristicile fizico-mecanice considerate în calculele de stabilitate şi infiltraţie.

În cazul în care apare economic utilizabil un singur tip de pămînt, se va adopta după caz:

O soluţie de baraj omogen în cazul disponibilităţii unui pămînt relativ impermeabil.

O soluţie de baraj neomogen în cazul disponibilităţii unui material permeabil. În acest caz elementul impermeabil se va realiza, fie sub forma unui nucleu sau ecran subţire din materiale impermeabile transportate de la distanţe considerabil mai mari sau obţinute printr-o prelucrare în general costisitoare a celui permeabil, fie sub forma unei măşti sau diafragme din alte materiale ca: beton, beton armat, beton asfaltic, oţel etc.

În cazul în care există posibilitatea utilizării economice a două sau mai multor tipuri de pămînturi, soluţia în general adoptată este aceea a unui baraj zonat, avînd materialul cu cel mai accentuat grad de impermeabilitate, dispus sub forma unui nucleu. În această soluţie, curent aplicată, corpul barajului se compune din următoarele zone importante:

— nucleul impermeabil, constituind elementul de etanşare, care crează cea mai mare parte a diferenţei de nivel dintre bieful amonte şi cel aval;

— prismele laterale, constituind elementele de rezistenţă şi drenaj;

— zonele intermediare, care au rolul de a proteja nucleul atît prin efectul de filtru cît şi prin capacitatea mai mare de acomodare la tasările prizmelor laterale.

Alegerea materialului pentru nucleu constituie una din problemele principale ale proiectării unui baraj, acesta trebuind să asigure:

— o etanşeitate suficientă pentru a evita pierderile de apă;

— o stabilitate la unghiuri cît mai mari ale taluzului pentru a se putea proiecta un nucleu cît mai subţire cu un consum redus de material;

— o stabilitate suficientă la acţiunea hidrodinamică a apei;

— o plasticitate suficientă pentru a putea urmări fără fisurări deplasările fundaţiei şi ale prizmelor laterale;

— o rezistenţă la tăiere suficientă pentru a se reduce solicitarea prizmelor laterale;

— un proces tehnologic simplu de extragere şi punere în operă în condiţiile climatice ale amplasamentului.

Materialele folosite pentru realizarea nucleului sau a elementelor impermeabile trebuie să aibe după compactare coeficienţi de filtrare K cuprinşi între 10^{-4} şi 10^{-8} cm/s. Natura materialelor folosite în aceste elemente este foarte diferită mergînd de la argile plastice pînă la materiale de morenă.

Pentru obţinerea acestor calităţi ale materialului de nucleu, în cazuri dificile în care nu se poate găsi un material cu proprietăţi naturale adecvate, s-a procedat uneori la:

— amestecarea a două sau mai multe tipuri de pămînturi;

— sortarea materialului, pentru a se utiliza în nucleu numai fracţiunile fine;

— adăugarea de bentonită în materialul de nucleu;

Toate aceste procedee sînt costisitoare şi trebuie, pe cît posibil, evitate.

Referitor la restricţiile impuse pămînturilor folosite în elementele de etanşare normele sovietice recomandă a se evita, pămînturile cu conţinut de humus peste 8%, pămînturile avînd conţinutul de săruri solubile peste 6% în greutate şi turba cu un grad de descompunere sub 50%.

Folosirea în corpul barajului a materialelor rezultate din excavaţii utile (drumuri pinten, descărcători de suprafaţă, tunele şi galerii) este economic recomandabilă atît în cazul în care aceste materiale corespund exigenţelor impuse zonelor pretenţioase ale barajului, cît şi în cazul unor calităţi inferioare, cînd pot fi amplasate în zone mai puţin solicitate, în care se poate admite o depunere fără restricţii (*random zone*), cu luarea unor măsuri de siguranţă suplimentare.

3.2.2. **Condiţii de fundare.** În general se consideră că un baraj de pămînt se poate funda pe aproape orice fel de strat de fundaţie, luînd în considerare la proiectare proprietăţile fizico-mecanice ale acestuia.

Construcţia unui baraj pe straturi de fundaţie avînd rezistenţe la tăiere reduse impune de obicei realizarea unei umpluturi cu taluze mai dulci. Realizarea barajului pe terenuri de fundaţie tasabile pretinde o atenţie deosebită acordată tasărilor care pot conduce la educerea înălţimii de gardă ca şi crăpăturilor ce pot apare ca urmare a tasărilor diferenţiate.

În cazul terenurilor de fundaţie cu permeabilitate mare, pe baza calculelor de infiltraţie şi de stabilitate la infiltraţie se vor lua măsuri de realizare a ecranului, pintenului sau a covorului impermeabil (anteradier) sau se vor realiza dispozitive de control a infiltraţiilor în vederea prevenirii afuierilor. Tipul pintenului adoptat poate avea o importantă influenţă în proiectarea umpluturii.

În cazul unui teren de fundaţie alcătuit din mîluri sau pămînturi argiloase foarte umede, în care creşterea presiunii apei din pori (efort neutral) poate conduce la scăderea periculoasă a rezistenţei pămîntului, se vor lua măsuri de drenare a fundaţiei, condiţionînd ritmul realizării barajului.

O atenție specială trebuie acordată terenurilor de fundație conținînd turbă insuficient descompusă, resturi de rădăcini și diferite plante sau săruri solubile într-un procent mai mare de 6%, în greutate.

În cazul în care barajul se execută pe un teren de fundație impermeabil, de grosime mică, așezat pe un strat permeabil, trebuie determinată stabilitatea stratului impermeabil, sub influența apelor sub presiune din stratul permeabil, luîndu-se eventuale măsuri de drenare a acestuia sau de încărcare suplimentară a stratului impermeabil, la piciorul barajului.

În cazul fundațiilor stîncoase se folosesc construcții speciale pentru a lega nucleul barajului de stîncă. Dacă roca trebuie să fie injectată, iar timpul necesar injecțiilor stînjenește programul general de execuție, se adoptă soluția unei galerii, care permite atît injectarea ulterioară cît și vizitarea construcției și evacuarea apelor drenate.

3.2.3. **Configurația amplasamentului.** Configurația amplasamentului, forma și dimensiunile văii, determină adesea alegerea soluției de baraj. Astfel, în văile foarte înguste, aria de depunere — în unele faze de execuție — fiind mică, nu permite desfășurarea eficientă a utilajelor de construcție. În aceste condiții este indicată alegerea unei soluții cu cît mai puține zone interne sau construcții speciale de beton armat.

De asemenea, în văile înguste cu pereți abrupți stîncoși, coeficientul de siguranță la alunecare a taluzurilor umpluturii este ameliorat prin influența frecării cu pereții, ceea ce permite o utilizare a taluzelor mai abrupte.

Configurația amplasamentului are alături de regimul debitelor o importanță deosebită în proiectarea soluției de deviere a apelor. În general, în văile adînci, cu pereți stîncoși, devierea se face prin tunele sau conducte, înainte de dezvelirea fundației în timp ce în văile largi, o parte a umpluturii se poate realiza înainte de devierea rîului — care continuă să curgă prin așa-numita zonă de închidere.

Executarea secțiunii de închidere se face prin adoptarea unor măsuri tehnologice speciale ca și a unor măsuri organizatorice menite să asigure cantitățile de materiale ce se pun în operă într-un timp scurt.

3.3. CORPUL BARAJELOR DE PĂMÎNT

3.3.1. **Taluzurile barajului.** Stabilirea taluzelor barajului se face preliminar pe baza experienței în lucrări similare ținînd seama de :

— caracterul pămîntului din care este alcătuit taluzul, gradul de compactare și natura terenului de fundație ;

— forțele ce acționează asupra taluzelor ;

— tipul și înălțimea barajului ;

— condițiile specifice de execuție și exploatare.

Taluzurile adoptate urmează a fi verificate prin procedeele prezentate în Subcap. 3.5.

Cu excepția cazurilor în care există un surplus de material disponibil din excavațiile utile, soluția cea mai economică corespunde volumului minim al barajului și implicit pantelor maxime ale taluzelor stabile.

În general, taluzurile exterioare ale barajelor de pămînt sînt cuprinse între 1 : 2 și 1 : 4, în funcție de considerentele de mai înainte. Ca o regulă generală, în special pentru barajele realizate din pămînturi cu particule mici, cu cît barajul este mai înalt cu atît taluzurile se proiectează mai înclinate, realizîndu-se o variație a pantei care descrește pe baza barajului, mai ales pentru barajele înalte (v. cazul barajului Serre Ponçon, fig. X.64, *c*).

Pentru barajele cu nucleu subțire la care prismele laterale sînt realizate din materiale granulare mari (balasturi grosiere, deluviu de pantă, material de morenă etc.) taluzurile

Tabelul X.2

Taluzurile unor baraje de pămînt

1. Baraje pînă la 30 m înălțime

Înălțimea barajului, m	pînă la 5 m		de la 5 m pînă la 15 m		de la 15 m pînă la 30 m	
Pămînt:	argilos	nisipos	argilos	nisipos	argilos	nisipos
Taluzul amonte	1 : 2,5	1 : 3,0	1 : 3,0	1 : 3,0	1 : 3,5	1 : 3,5
Taluzul aval cu dren	1 : 2,0	1 : 2,0	1 : 2,0	1 : 2,5	1 : 2,5	1 : 2,5
Taluzul aval fără dren	1 : 2,0	1 : 2,0	1 : 2,5	1 : 2,5	1 : 3,0	1 : 3,0

Exemple de baraje

Denumirea barajului	Țara	*H*, m	Tipul de baraj	Materialul din prisme	Panta taluzurilor		Bermele, m		Lățimea la coronament m
					Amonte	Aval	Amonte	Aval	
Belci	R.S.R.	14	Cu nucleu central	Balast	1 : 3,0	1 : 2,5	—	—	4
Vaduri-Bistrița	R.S.R.	16	Cu nucleu central	Balast	1 : 3,0	1 : 2,0 1 : 2,5	—	—	3

2. Baraje peste 30 m înălțime

Vega	S.U.A.	50	Omogen	Argile nisipoase, prăfoase cu pietriș	1 : 3,0 1 : 3,8	1 : 2,5	6	6	10
Vigario	Brazilia	50	Omogen cu drenaj interior	Pămînturi argiloase	1 : 4,0	1 : 2,5	4	4	10
South Saskatshewan	Canada	60	Cu nucleu gros și anteradier	Aluviuni permeabile	1 : 3,0 1 : 8,0	1 : 2,5 1 : 3,0 1 : 8,0	10	—	15
Serre-Ponçon	Franța	125	Cu nucleu central	Balast	1 : 2,5 1 : 3,0	1 : 2,0 1 : 2,5 1 : 3,0	—	—	10

se aleg în general independent de înălțimea barajului. Ele depind însă de împingerea nucleului central, condiționată de natura materialului, de modul de execuție și de eficacitatea sistemului de drenaj, în reducerea presiunii din pori.

Pentru barajele cu înălțimi pînă la 30 m, taluzurile barajelor omogene, realizate din pămînturi coezive, pe terenuri de fundație compacte, pot fi luate orientativ din datele tabelului X.2, în care sînt indicate și taluzurile unor baraje executate.

La barajele mai înalte de 15 m, în funcție de condițiile specifice de execuție și exploatare și de natura consolidării exterioare a taluzului, pot fi prevăzute berme. Bermele în taluzul amonte trebuie realizate în așa fel încît să creeze un sprijin în partea inferioară a consolidării, iar în taluzul aval să asigure circulația, întreținerea și evacuarea apelor meteorice, fără însă a modifica panta generală reieșită din calcule.

3.3.2. **Coronamentul barajului.** Stabilirea cotei coronamentului barajului se face — în conformitate cu SNiP-II-I-4-62 [35], în două ipoteze de calcul:

— la trecerea debitului maxim de calcul, la unda de vînt și la ridicarea nivelului apei datorită vîntului;

— la nivelul static normal de reținere cumulat cu înălțimea maximă a undei de vînt și cu ridicarea nivelului apei datorită vîntului alegîndu-se situația cea mai defavorabilă.

Înălțimea coronamentului deasupra nivelului de calcul se determină cu relația:

$$d = h_{def} + \Delta h + a, \tag{X.137}$$

în care:

h_{def} este înălțimea de înaintare a undei de vînt pe taluz;
Δh — înălțimea ridicării nivelului apei datorită vîntului;
a — înălțimea de siguranță a coronamentului.

Înălțimea de înaintare a undei de vînt (a valului) pe taluz se determină cu ajutorul formulelor din literatura de specialitate (v. Subcap. 1.7).

Înălțimea ridicării nivelului apei datorită vîntului se calculează cu relația:

$$\Delta h = \frac{k V_{10}^2 D}{3gH} \cos\alpha, \tag{X.138}$$

în care:

H este adîncimea, în m;
g — accelerația gravitației, în m/s²;
α — unghiul între axa lacului de acumulare și direcția vîntului;
V_{10} — viteza de calcul a vîntului la 10 m deasupra apei, în m/s;
D — lungimea maximă a drumului parcurs de val în linii drepte, în km;
k — un coeficient depinzînd de raportul $\frac{H}{\lambda}$ (λ fiind lungimea valului) care se admite 6×10^{-3}.

Elementele undei de vînt, în cazul barajelor din clasele *I* și *II*, se calculează cu asigurarea de cel puțin 1%, iar a celor din clasele *III* și *IV*, cu asigurarea de cel puțin 3%.

Înălțimea de siguranță a barajului a se alege în funcție de importanța barajului, valoarea minimă fiind de 0,50 m.

Lățimea coronamentului barajului se stabilește în funcție de înălțimea barajului și de condițiile de exploatare și execuție. Lățimea minimă admisă este de 3,50 m, iar în

cazul circulației peste baraj ea este impusă de categoria drumului proiectat. În funcție de înălțimea barajului lățimea se determină cu formula Preece :

$$b = 1{,}10\sqrt{H} + 1, \qquad \text{(X.139)}$$

în care H este înălțimea barajului, în m.

Majoritatea barajelor înalte au fost construite cu lățimi ale coronamentului cuprinse între 6 și 16 m.

Coronamentul barajului poate fi apărat cu un parapet de beton avînd un rol de protecție contra spargerilor de valuri (fig. X.64, *d*).

În profil transversal, coronamentul prezintă un bombament, destinat scurgerii apelor meteorice, bombament ce se calculează în funcție de tasările ulterioare.

3.3.3. **Elementele de impermeabilizare.** Elementele de impermeabilizare sînt destinate reducerii infiltrației prin corpul și prin fundația barajului.

Elementele de impermeabilizare se pot executa din pămînturi slab permeabile sau din alte materiale ca : beton, beton armat, beton asfaltic, lemn, metal etc.

Alegerea elementului de etanșare se face în funcție de tipul barajului de pămînt, de natura materialului din corpul barajului și al terenului de fundație, de înălțimea barajului, de poziția stratului impermeabil a fundației, de existența în cariere apropiate a materialului de etanșare, precum și de condițiile generale de execuție.

În primul rînd se va analiza posibilitatea realizării unui element de etanșare din material pămîntos și numai în cazul în care această soluție nu este posibilă se va proiecta un alt tip de element.

Nucleele de etanșare se realizează în general în centrul secțiunii transversale fiind clasificate după grosimea lor în raport cu dimensiunile întregii secțiuni transversale a barajului în nuclee subțiri (fig. X.65) și nuclee groase (fig. X.66).

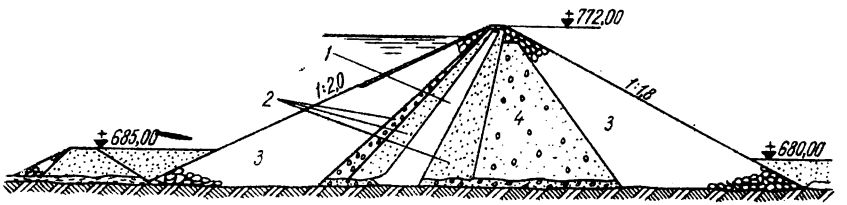


Fig. X.65. Baraj cu nucleu subțire :
1 — nucleu; *2* — filtre; *3* — deluviu de pantă; *4* — balast.

Se recomandă adoptarea unor soluții cu nuclee subțiri, din următoarele considerente :

— prețul unitar al materialului permeabil pus în operă este în general mai redus decît cel al materialului impermeabil utilizat ;

— volumul total al umpluturii este mai mic în cazul adoptării unui nucleu subțire ;

— sezonul friguros și în general timpul disponibil pentru execuție adesea nu permite construcția unor volume mari din materiale impermeabile.

Nucleul subțire impermeabil poate fi amplasat central în mijlocul secțiunii transversale sau poate fi deplasat spre paramentul amonte (sub forma unui nucleu înclinat : fig. X.67).

Unul din principalele avantaje ale nucleului central este presiunea mai mare ce se dezvoltă la contactul dintre nucleu şi fundaţie, de natură a reduce pericolul infiltraţiei în lungul liniei de contact.

Principalul avantaj al unui nucleu înclinat este acela că permite executarea practic independentă (în avans) a prisimului permeabil aval, permiţînd construcţia ulterioară a

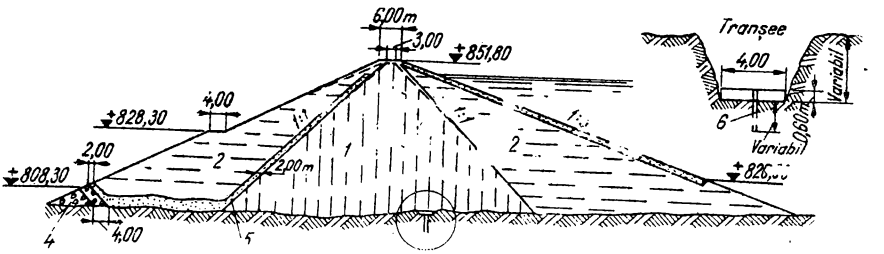


Fig. X.66. Baraj cu nucleu gros Mosquito Yonction :

1 — nucleu impermeabil; *2* — prisme permeabile; *3* — protecţie din anrocamente; *4* — dren; *5* — filtru invers; *6* — voal de injecţii.

nucleului. Aceasta constituie un însemnat avantaj în zonele cu o perioadă redusă de lucru pentru materialul impermeabil. În cazul adoptării unui nucleu înclinat straturile filtrante adiacente nucleului se pot realiza mai subţiri şi în condiţii mai comode decît la un nucleu vertical, însă apare dificultatea localizării construcţiei de racordare cu funda-

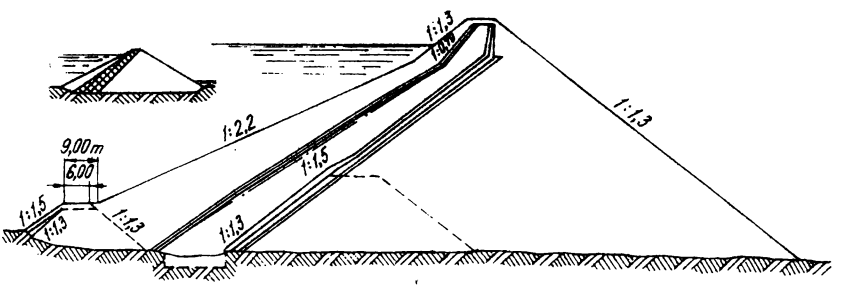


Fig. X.67. Baraj cu nucleu înclinat (sub taluzul amonte).

ţia (pinten de beton, perete etanş, voal de piloţi, secanţi etc.) înainte de efectuarea completă a excavaţiei.

În cazul adoptării unui nucleu subţire se urmăreşte ca atît taluzul amonte cît şi taluzul aval să aibă aproximativ acelaşi coeficient de siguranţă la alunecare ceea ce corespunde, în cazul unui nucleu înclinat, unei pante a acestuia de aprixmativ 1 :0,50.

Ecranele sînt elemente de pămînt impermeabil amplasate în imediata vecinătate a taluzului amonte şi acoperite cu un strat de protecţie de minimum 1 m grosime.

Grosimile minime ale nucleelor sau ecranelor trebuie să fie de 0,80 m la partea superioară şi de 1 : 10 din înălţimea de apă, la partea inferioară, variind linear cu adîncimea.

Înălţimea nucleului sau ecranului deasupra nivelului normal maxim de reţinere trebuie să depăşească valorile minime cuprinse în tabelul X.3, fără a rămîne sub nivelul maxim catastrofal.

Tabelul X.3

Înălţimea nucleului sau ecranului peste nivelul maxim

Felul elementului de etanşare	Cota superioară a elementului de etanşare deasupra nivelului maxim normal de reţinere, m	
	Clasa *I–II*	Clasa *III–IV*
Ecran	0,70	0,50
Nucleu	0,50	0,30

Elementele impermeabile realizate din materiale nepămîntoase ca betonul, betonul armat, betonul asfaltic sau oţelul sînt mai puţin utilizate în construcţia barajelor de pămînt din cauza tasărilor şi deformaţiilor importante ale acestora. Deoarece se folosesc mai frecvent la barajele de piatră, descrierea lor se va face la acel capitol.

3.3.4. **Elemente de impermeabilizare a fundaţiei** În cazul în care barajul se fundează pe un strat impermeabil sau pe stîncă nucleul sau elementul impermeabil al corpului barajului se leagă de fundaţie printr-un element special, fie o încastrare, fie un mic perete, care mărind drumul apei de infiltraţie, micşorează pericolul unei infiltraţii pe suprafaţa de contact (fig. X.68).

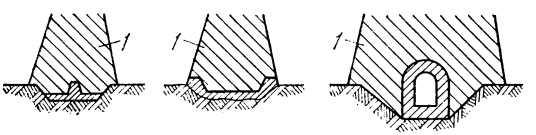


Fig. X.68. Legarea nucleului impermeabil cu fundaţie stîncoasă :
1 – nucleu.

Cînd barajul se fundează pe un strat permeabil, procedeele de reducere a infiltraţiei prin fundaţie pot fi împărţite în 3 categorii principale.

a. *Eliminarea sau reducerea infiltraţiei la o valoare neglijabilă prin construcţia unui element impermeabil vertical mergînd pînă la stratul impermeabil de bază.* Din această categorie fac parte :

Tranşeele de încastrare a nucleului, în care sînt folosite aceleaşi materiale impermeabile şi aceleaşi procedee de construcţii, ca şi în realizarea nucleului sau ecranului din corpul barajului (fig. X.69). Tranşeea se execută pînă la adîncimi

ale stratului permeabil de ordinul a 20—25 m, avînd lăţimi apropiate de lăţimea de bază a nucleului barajului. Lucrarea se execută în uscat, prin epuizarea apei din tranşee, operaţie ce poate constitui principala dificultate a procedeului.

Peretele de palplanşe metalice, folosit uneori în interceptarea stratului permeabil de fundaţie, reprezintă în general o soluţie scumpă, prin consumul ridicat de metal. Defectele ce apar în continuitatea peretelui de palplanşe ca îndoiri, căscări, strîmbări, sînt de natură să creeze puncte de infiltraţie intensă, mai ales în condiţiile baterii palplanşelor într-un teren cu bolovani.

Pereţii continui de beton, care reprezintă una din soluţiile moderne de etanşare a fundaţiei, în cazul straturilor permeabile de grosimi mici şi mijlocii. Realizaţi iniţial sub forma unor excavaţii sprijinite, umplute cu beton sau sub forma unor chesoane juxtapuse lansate pînă la adîncimi de circa 45 m (Wyman), această soluţie a evoluat rapid, prin realizarea unor instalaţii speciale de săpat tranşee de tipul Else-Lorentz (fig. X.70).

Procedee moderne apărute în ultimul timp realizează betonarea pe loc, fără excavarea materialului, prin introducerea cimentului şi malaxarea materialului existent. cu ajutorul unui foraj.

Piloţii secanţi au dat de asemenea rezultate satisfăcătoare deşi reprezintă în general o soluţie mai scumpă.

Injectarea depozitelor aluvionare cu ciment, folosită pentru prima oară cu succes la realizarea barajului Serre-Ponçon, la care prin intermediul procedeului Soletanche s-a realizat un voal de etanşare de 100 m adîncime şi de circa 15 m grosime, prin 5 şiruri de injecţii. S-au folosit pentru şirurile exterioare 20% argilă, 13% ciment Portland şi 66% apă, iar pentru şirurile interioare 25% argilă, 5% ciment şi 70% apă, în afara şirului central, la care s-au folosit 25% argilă, 5% silicaţi şi fosfaţi şi 70% apă.

Cantitatea pompată a fost de circa 50% din volumul pămîntului cuprins în interiorul voalului sau 175% din volumul golurilor, la presiunea de 70 at. În fig. X.71 sînt prezentate cîteva voaluri de injecţie, executate la baraje.

Pereţii continui din gel beton reprezintă soluţia cea mai economică pentru etanşările de adîncime pînă la 30 m. Tranşeea se sapă cu ajutorul unei dragline sau

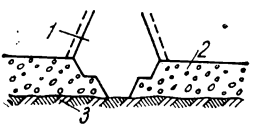


Fig. X.69. Tranşee de încastrare a nucleului:
1 — nucleu; *2* — strat permeabil; *3* — strat impermeabil.

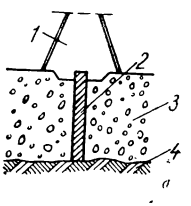


Fig. X.70. Etanşarea fundaţiei cu pereţi continui de beton:
1 — nucleu; *2* — perete continuu din beton; *3* — strat permeabil; *4* — strat impermeabil.

a unui excavator cu cupă inversă, sub protecţia unui noroi bentonitic, care înlătură pericolul prăbuşirii pereţilor. Materialul excavat transformat într-un beton argilos se introduce în tranşee, la capătul opus excavatorului, înlocuind treptat noroiul bentonitic (fig. X.72).

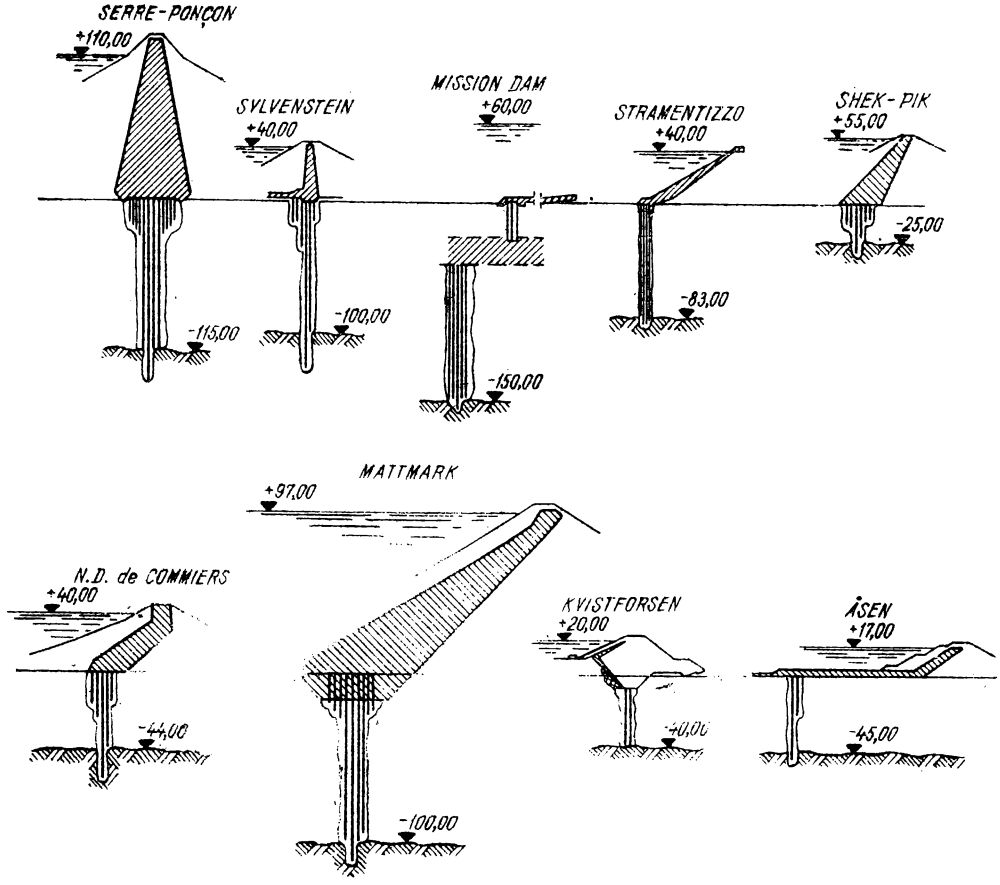


Fig. X.71. Etanşarea fundaţiei prin voal de injecţii. Exemple de lucrări mari executate.

b. *Reducerea infiltrației prin construcția unui element impermeabil vertical care întretaie parțial stratul permeabil, sau a unui covor impermeabil, în amonte de piciorul barajului, cu luarea măsurilor adecvate de control a debitului de infiltrație.* Din această categorie fac parte :

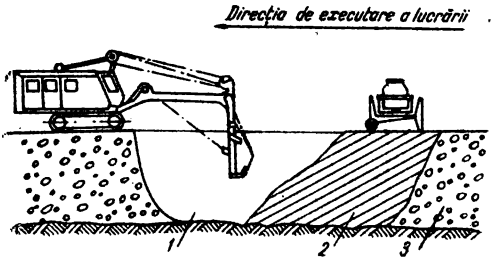


Fig. X.72. Executarea pereților din gel beton:
1 – noroi bentonitic; *2* – gel – beton; *3* – strat permeabil.

Elementele impermeabile verticale, care intersectează parțial stratul permeabil, mărind astfel lungimea firelor de curent și evitînd o infiltrație pe suprafața de contact dintre corpul barajului și fundație. Acest element poate fi o încastrare a nucleului barajului, un perete de beton sau beton argilos etc. reducerea debitului infiltrat fiind totuși mică, procentual.

Covoarele impermeabile dispuse în amonte de piciorul barajului, care măresc apreciabil drumul parcurs de debitul infiltrat.

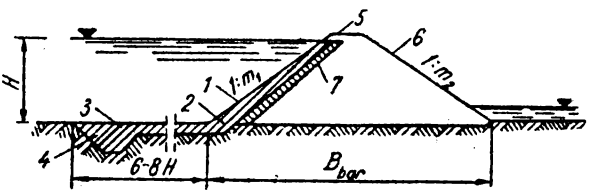


Fig. X.73. Covor impermeabil în amonte de piciorul taluzului barajului :
1 – taluz amonte; *2* – ecran; *3* – covor impermeabil; *4* – pinten; *5* – coronament; *6* – taluz aval; *7* – filtru invers.

Lungimea și grosimea acestui covor (fig. X.73) depind de permeabilitatea materialului folosit (în general același ca și în nucleul sau ecranul de impermeabilizare), de stratificația și adîncimea fundației permeabile și de înălțimea coloanei de apă deasupra covorului. În mod obișnuit se folosesc grosimi de 0,75—3,00 m și lungimi ale covorului în amonte de circa 6—8 ori sarcina hidrostatică, în mH_2O.

Pentru protejarea covorului de deteriorări, ce ar putea surveni în timpul construcției, de spălări sau eventuale înghețări, se recomandă acoperirea acestuia cu un strat de protecție.

3.3.5. **Dispozitive de drenaj.** Drenarea corpului barajului de pămînt se face în scopul :

— prevenirii ieșirii curentului de infiltrație direct pe taluzul aval, în zona supusă efectului de îngheț ;

— prevenirii deformărilor ce apar ca urmare a infiltrației ;

— evacuării controlate în aval a apei ce se infiltrează prin corpul barajului și prin fundație ;

— reducerii unghiului taluzului aval și mărimii stabilității acestuia, prin reducerea presiunii apei din pori, în zona taluzului aval.

Drenajul terenurilor de fundație se face în scopul reducerii presiunii apei din pori (în straturile argiloase de fundație), sau pentru evacuarea apelor cu presiune din straturile permeabile de fundație dispuse sub un strat impermeabil.

După construcția și dispoziția în corpul barajului, dispozitivele de drenaj se împart în următoarele tipuri :

E x t e r i o a r e, constînd într-o îmbrăcare a taluzului pe o anumită înălțime, depinzînd de poziția curbei de infiltrație, cu un material drenant protejat de filtre (fig. X.74). Acest tip, deși necesită o cantitate redusă de material și permite o întreținere ușoară, nu conduce la o coborîre a curbei de infiltrație, ci constituie numai o protecție a taluzului împotriva sufoziei sub acțiunea apelor de infiltrație :

I n t e r i o a r e, executate sub forma :

— prismelor de drenaj, executate din piatră care constituie în același timp și un element de sprijin la piciorul taluzului aval (fig. X.75). Această soluție reprezintă, pentru barajele de înălțime redusă, cel mai răspîndit și mai simplu tip de drenaj, însă o dată cu creșterea înălțimii barajului cantitatea de piatră necesară crește rapid ;

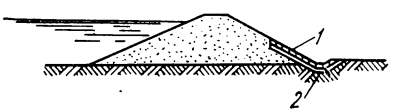


Fig. X.74. Drenaj exterior :
1 — anrocamente ; *2* — filtru invers.

Fig. X.75. Prism de drenaj.

— saltele orizontale sau fișiile de drenaj, constituite din straturi de piatră, mărginite de filtre inverse, dispuse adînc în interiorul corpului barajului (fig. X.76). Realizate inițial sub forma unor saltele orizontale, dispuse pe 0,3—0,5 din baza barajelor, (fig. X.76, *a*), acest sistem folosit în general pentru barajele de înălțime mijlocie a evoluat sub forma prezentată în fig. X.76, *b*, *c*, ca urmare a observației că prin procesul de compactare apare o relativă anizotropie a corpului barajului care are o permeabilitate mai accentuată în direcția orizontală decît în direcția verticală. Atît în barajele cu diafragmă centrală cît și în unele baraje omogene (Mammoth Pool — California, Vigario — Brazilia) acest sistem a fost utilizat cu succes ;

— drenajul tubular din drenuri de piatră sau tuburi de drenaj așezate la baza barajului la distanțe variabile față de taluzul aval, reprezintă o soluție mai economică, dar prezintă pericolul înfundării sau a ruperii la tasări importante ale fundației (fig. X.77).

În general, drenajele interioare se compun din două părți principale : partea de recepție sub forma unui filtru invers din două sau mai multe straturi și partea de evacuare destinată transportului apei din corpul barajului, în bieful aval. Dimensiunile și permeabilitatea materialului din dren trebuie alese în așa fel încît să asigure evacuarea debi-

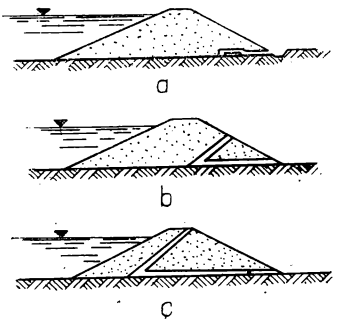


Fig. X.76. Saltele de drenaj.

Fig. X.77. Drenaj. tubular.

tului estimat, admițîndu-se un coeficient de siguranță mare pentru eventualele infiltrații neprevăzute.

C o m b i n a t e (fig. X.78) însumînd unele calități ale tipului exterior și ale tipului interior.

Alegerea tipului dispozitivului de drenaj se face pe baza unei analize tehnico-economice a variantelor, în funcție de :

— înălțimea și tipul barajului ;
— condițiile hidrologice și inginero-geologice ale amplasamentului ;
— caracteristicile, rezerva și costul materialului pentru dren ;
— condițiile de execuție și exploatare a barajului ;
— condițiile climatice ale amplasamentului.

Toate tipurile de drenuri se protejează cu filtre inverse, durata în exploatare a drenurilor depinzînd de caracteristicile și condițiile de execuție a acestor filtre inverse.

3.3.6. **Filtre și zone de trecere.** Filtrele inverse sînt destanste, în general, protejării unor elemente de construcție sau a unor straturi de fundație alcătuite din pămînturi cu particule fine, la care sub acțiunea forțelor de infiltrație pot apare sufozii.

După funcțiunea pe care o pot avea într-un baraj, filtrele se pot împărți în două categorii principale :

— filtre inverse pentru protecția elementelor de impermeabilizare din pămînturi ;

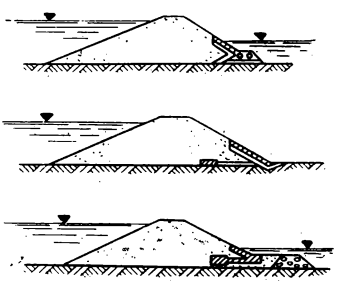


Fig. X.78. Dispozitive combinate de drenaj.

— filtre inverse pentru protecția drenurilor.

Filtrele inverse pentru protecția elementelor de impermeabilizare din materiale pămîntoase (nuclee, ecrane etc.) sînt caracterizate de grosimea considerabilă a fiecărui strat de filtru, de volumul mare de material ce intră în construcția filtrului, de posibilitatea apariției crăpăturilor în miez sau ecran, ca urmare a tasărilor diferențiate a corpului barajelor, de valoarea relativ redusă a coeficientului de infiltrație a materialului protejat, ceea ce face economică folosirea materialelor nesortate. Pericolul segregării materialului cu coeficienții de neuniformitate cuprinși între 20 și 30 nu este important la grosimile de strat de 3—4 m, impuse de condițiile de execuție mecanizată. Ținînd seama de condițiile expuse, practica americană a consacrat următoarele reguli pentru alegerea materialului de filtru, cu granulometrie continuă, specifică primei categorii de filtre;

— raportul între D_{50} al filtrului și D_{50} al materialului protejat, trebuie să fie cuprins între 12 și 58;

— raportul între D_{15} al filtrului și D_{15} al materialului protejat, trebuie să fie cuprins între 12 și 40;

— materialul de filtru trebuie să nu conțină mai mult de 5% particule de dimensiuni inferioare celei de 0,074 mm;

— alura curbei granulometrice a materialului de filtru trebuie să fie asemănătoare celei a materialului protejat;

— atunci cînd materialul protejat are un conținut apreciabil de balast, materialul de filtru se alege considerînd numai fracțiunea mai mică de 25 mm a materialului protejat.

În locul primelor două reguli folosite de U.S.B.R.[1]) alte instituții U.S.C.E.[2]) folosesc relația :

$$\frac{D_{15filtru}}{D_{15protejat}} > 5 > \frac{D_{15filtru}}{D_{85protejat}}.$$

Grosimea straturilor de filtru, pentru protecția nucleelor sau a ecranelor, se alege astfel încît să permită execuția mecanizată. În aceste condiții, grosimea minimă măsurată orizontal, variază între 2,40 și 3,00 m.

Numărul straturilor se stabilește în funcție de caracteristicile materialului impermeabil din nucleu și a materialului permeabil din prismele laterale, în general trecerea realizîndu-se prin două sau trei straturi de filtru (în calculul stratului *2* al filtrului, considerînd stratul *1* ca un material protejat).

Filtrele inverse pentru protecția drenurilor se întîlnesc și la drenarea tălpii barajelor din beton și se execută din straturi cu granulometrie restrînsă, în grosimi de circa 25—35 cm avînd condiții de alcătuire mai severe.

3.4. CALCULUL INFILTRAȚIEI

Debitul infiltrat prin corpul și prin fundația barajului ca și distribuția presiunilor și vitezelor, pot fi evaluate pe baza teoriei scurgerilor prin medii poroase, considerînd atît umplutura compactată cît și terenul de fundație ca un mediu nedeformabil în raport cu presiunea apei, scurgerea făcîndu-se numai sub influența diferenței de sarcină între bieful amonte și cel aval, fără modificarea gradului de saturație.

[1]) United States Bureau of Reclamtion.
[2]) United States Corps of Engineer.

Prin calcul se determină următoarele elemente ale scurgerii prin corpul barajului prin terenul de fundație și maluri :

— poziția suprafeței libere a curentului (curba de infiltrație) în toate secțiunile transversale caracteristice și în maluri ;

— debitul de infiltrație prin corpul barajului, terenul de fundație și maluri ;

— dimensionarea sistemului de drenaj pentru asigurarea condițiilor de contur care au fost considerate în calculele de infiltrație ;

— presiunile (sau gradienții) curentului de infiltrație în punctele de ieșire în drenaje, în bieful aval dincolo de piciorul taluzului și în zonele de contact dintre două materiale cu caracteristici geotehnice diferite.

Elementele de mai înainte se stabilesc pentru următoarele ipoteze de calcul :

— în bieful amonte, nivelul normal de reținere, iar în bieful aval, nivelul minim (etiaj) ;

— în bieful amonte ca și în bieful aval, nivelul maxim corespunzător trecerii viiturii de calcul ;

— în bieful amonte nivelul variabil în timp de la nivelul normal de reținere la nivelul minim de exploatare, iar în bieful aval, nivelul minim (etiaj).

În sectoarele albiei sau în sectoarele de luncă cu lungime mare a barajului, calculul în condițiile infiltrației plane este satisfăcător. În sectoarele de mal sau în zonele de racordare cu alte construcții sînt necesare calcule spațiale.

Bazate pe legea lui Darcy și pe ecuația lui Laplace, calculele de infiltrație se pot efectua prin rezolvarea ecuațiilor hidrodinamicii subterane, prin aplicarea soluțiilor hidraulice aproximative, prin metode grafice sau prin folosirea analogiei electrohidrodinamice.

Aplicarea practică a metodelor exacte hidromecanice este cu rare excepții foarte dificilă, în practică recurgîndu-se la metode aproximative dintre care cele grafice sau cele bazate pe analogia electrohidrodinamică au o mare utilizare.

Aceste metode aproximative conduc la stabilirea elementelor infiltrației și la construcția rețelei hidrodinamice folosită în calculele de stabilitate (fig. X.79).

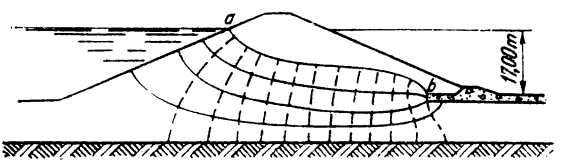


Fig. X.79. Rețeaua hidrodinamică a infiltrației permanente.

Pe baza soluțiilor date pentru problema plan-permanentă a infiltrației sînt prezentate în Anexa 1 elementele infiltrației și ale curbei de infiltrație sub forma unor relații de calcul pentru cîteva tipuri de baraje.

Infiltrația nepermanentă apare, în cazul barajelor, la scăderea bruscă a nivelului apei în lac, cînd iau naștere infiltrații, a căror rețele hidrodinamice sînt prezentate în fig. X.80.

Caracterul scăderii nivelului apei în lac se consideră rapid dacă, după Sestakov, este îndeplinită condiția :

$$m^2 \frac{\mu v}{k} > 20, \tag{X.140}$$

unde : μ este coeficientul de cedare a apei ;
v — viteza de scădere a nivelului apei în lac ;
k — coeficientul de permeabilitate a prismului amonte a barajului ;
m — coeficientul de pantă a taluzului.

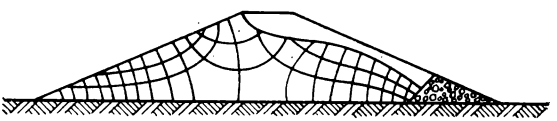


Fig. X.80. Rețeaua hidrodinamică la coborîrea nivelului din lac.

În cazul unei scăderi rapide a nivelului apei în lac, se fac verificări suplimentarea stabilității taluzului, ținînd seama de presiunea apei din pori.

3.5. VERIFICAREA STABILITĂȚII BARAJELOR

În general, metodele de analiză a stabilității barajelor constau în determinarea unui coeficient de siguranță ce caracterizează soluția adoptată.

Metodele de calcul se împart în două categorii principale și anume :

— metoda suprafețelor de alunecare, în care acceptînd o serie de suprafețe de alunecare se determină coeficientul minim de siguranță la alunecare a taluzului ;

— metoda eforturilor unitare, în care pe baza teoriei elasticității sau plasticității, sînt estimate eforturile unitare ce apar în corpul umpluturii și al fundației, comparîndu-se cu rezistențele materialului, din zona considerată.

În practica curentă se folosește mai ales metoda suprafețelor de alunecare aplicîndu-se în general următoarele procedee :

— problema se consideră plană, calculele efectuîndu-se pe sectiunile cele mai mari ale sectoarelor caracteristice ale barajului ;

— suprafața unei alunecări posibile poate trece atît prin corpul umpluturii cît și prin fundația aluvionară a barajului. Suprafața de alunecare, aleasă arbitrar pe baza aprecierii posibilităților de alunecare, poate fi în profilul transversal al barajului, un cerc, o succesiune de linii frînte sau o curbă oarecare, definind prismul de alunecare (fig. X.81) ;

— coeficientul de siguranță se definește ca raportul dintre momentul de stabilitate și momentul de alunecare pentru suprafața de alunecare considerată ;

— coeficientul de siguranță al taluzului este coeficientul de siguranță minim al diferitelor suprafețe de alunecare.

Există anumite recomandări practice pentru alegerea cercurilor de alunecare și ale centrelor acestora.

Dintre multiplele procedee de calcul, folosite, prezentăm procedeul denumit *metoda fișiilor* care are o largă utilizare în practica de proiectare, avînd posibilitatea de a se ține seama de diversele straturi de teren.

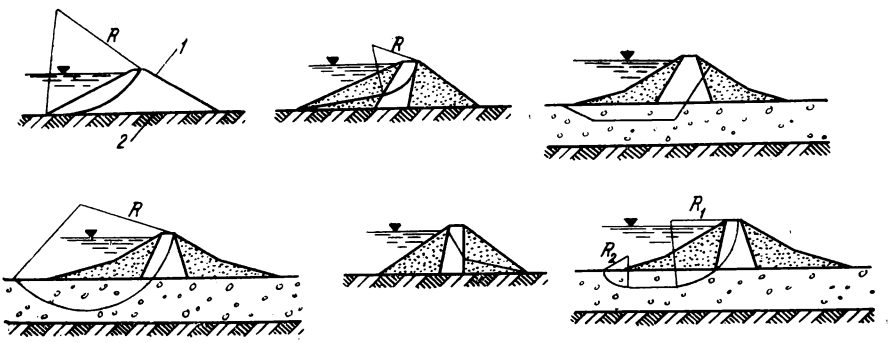


Fig. X.81. Forme ale suprafețelor de alunecare:
1 — dig omogen; *2* — rocă de fundație.

Pentru determinarea coeficientului de siguranță la alunecare se procedează în felul următor:

P r i s m u l d e a l u n e c a r e ales, prin trasarea suprafeței cilindrice de alunecare se împarte într-un număr de elemente verticale (fișii) de lățime egală (fig. X.82);

P e n t r u f i e c a r e f i ș i e se calculează:

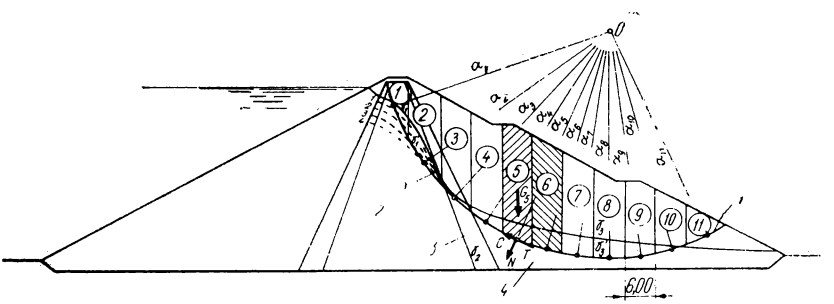


Fig. X.82. Metoda fișiilor pentru verificarea stabilității taluzului:
1 — curba de infiltrație; *2* — nucleu; *3* — filtru; *4* — prism lateral; *5* — cercul de alunecare.

— greutatea fișiei G_i, calculată ținînd seama de greutatea volumetrică a fiecărui strat ce intră în componența fișiei;

— componența normală ce acționează pe suprafața elementară de alunecare corespunzătoare fișiei $N = G_i \cos \alpha_i$;

— componenta tangențială ce acționează pe suprafața elementară de alunecare corespunzătoare fișiei $T = G_i \sin \alpha_i$;

— forța hidrodinamică ce acționează pe suprafața elementară de alunecare, atunci cînd se află sub curba de infiltrație, $U = p\ b/\cos \alpha$. Valoarea presiunii apei din pori p se determină interpolînd centrul suprafeței elementare de alunecare în rețeaua de linii echipotențiale;

— rezistența tangențială datorită coeziunii materialului în fișiile constituite din material coeziv $C = cb/\cos \alpha$.

Coeficientul de siguranță definit prin relația:

$$n_s = \frac{momentul\ de\ stabilitate}{momentul\ de\ alunecare},$$

capătă forma:

$$n_s = \frac{\Sigma\ (N - U)\ \mathrm{tg}\varphi + \Sigma C}{\Sigma T}. \qquad (X.141)$$

În cazul în care curba de alunecare depășește verticala dusă prin centrul cercului de alunecare, fișiile de la dreapta acesteia (v. fig. X.82) devin elemente de stabilitate și suma forțelor tangențiale corespunzătoare acestor fișii se trece la numărătorul fracției.

Deși folosită larg în practica inginerească și recomandată în numeroase normative, metoda fișiilor conține o serie de erori evidențiate prin scrierea ecuațiilor de echilibru static pentru un element de volum (fișie). Aceste erori au fost în parte corectate în procedeul introdus de Bishop în 1954.

Calculele legate de aceste metode sînt în general laborioase dar se pretează la efectuarea lor cu ajutorul calculatoarelor electronice.

Calculul stabilității barajului se face în următoarele ipoteze:

— stabilitatea în timpul construcției — construcția este terminată, însă nivelul în lac este coborît, neîncepîndu-se încă umplerea;

— stabilitatea în timpul umplerii lacului de acumulare — nivelul în lac găsindu-se la cîteva cote intermediare;

— stabilitatea la timpul exploatării — construcția fiind terminată se admite: în amonte nivelul normal de reținere, iar în aval nivelul corespunzător apelor mici; —în amonte nivelul maxim catastrofal de descărcare a viiturii de calcul, iar în aval nivelul corespunzător viiturii descărcate;

— stabilitatea în timpul coborîrii rapide a nivelului în lac; se consideră că lacul a fost plin un timp suficient pentru ca infiltrația permanentă să se stabilească și apoi se produce golirea rapidă a lacului.

Coeficienții de siguranță minimi determinați prin calcul trebuie să aibă, conform instrucțiunii sovietice SNiP-II-I-4-64, cel puțin valorile cuprinse în tabelul X.4.

Aceeași instrucțiune recomandă ca valorile coeficienților de siguranță determinați prin calcul să nu depășească cu mai mult de 15% valorile minime recomandate.

În cazul în care din motive obiective nu se pot procura toate datele de bază pentru verificarea la stabilitate a barajului se recomandă a se spori cu 20% coeficientul de siguranță indicat în tabelul X.4.

Metodele din grupa eforturilor unitare în masivul de pămînt, corpul barajului și terenul de fundație, conduc la stabilirea echilibrului limită și la determinarea suprafețelor de-a lungul cărora acest echilibru este atins, pe baza soluțiilor date de teoria elasticității și a plasticității.

Tabelul X.4.

Coeficienții minimi de siguranță la baraje

Combinația sarcinilor și efectelor	Coeficientul de siguranță la stabilitate în funcție de clasa barajului			
	I	*II*	*III*	*IV*
Fundamentale	1,30	1,20	1,15	1,10
Extraordinare	1,10	1,10	1,05	1,05

Folosite în unele verificări suplimentare, aceste metode nu pot fi încă folosite în practica curentă de proiectare.

3.6. DEFORMAȚIILE BARAJELOR DE PĂMÎNT

Estimarea deformărilor și deplasărilor barajelor de pămînt, în strînsă legătură cu presiunea apei din pori, se poate face atît pe baza unor studii de laborator cît și pe baza observațiilor culese de la construcțiile existente.

Măsurătorile efectuate de către U.S.B.R. au arătat că deformările ce apar în perioada de construcție sînt în cea mai mare parte deformări verticale, determinate de greutatea coloanei de material care produce un anumit efort efectiv vertical.

Tasarea verticală măsurată pentru un efort efectiv de 7 kgf/cm^2 este cuprinsă între 1 și 4%. Această tasare depinde în primul rînd de umiditatea de punere în operă a materialului și de plasticitatea fracțiunii fine din material.

Tasările straturilor de fundație ale barajului pot avea valori foarte diferite, în funcție de natura stratului și de grosimea lui. Tasările straturilor necoezive se produc în general rapid, în timpul construcției și au valori mai reduse. Astfel, în cazul barajului Serre-Ponçon cu înălțimea de 135 m, așezat pe un strat de balast dens, de 100 m grosime, tasarea totală în perioada de construcție a fost de numai 45 cm în timp ce tasarea fundației barajului Fort Randal-Missouri, constituită în zona centrală dintr-un nisip prăfos cu o grosime de cca 55 m, a fost de circa 210 cm.

Tasările barajelor de pămînt, în perioada de exploatare, sînt mult mai reduse decît tasările din timpul construcției. Măsurători efectuate de U.S.B.R. au arătat că tasarea totală a barajului după construcție, este mai mică de 0,20% în primii 3 ani și mai mică de 0,40% într-o perioadă de pînă la 14 ani.

În afara tasărilor verticale, barajele prezintă unele deplasări ale coronamentului, normale pe axul acestuia. În general însă aceste mișcări sînt foarte mici (circa 2—6 cm).

Menționăm că se poate observa și o deformație în lungul axului coronamentului, tronsoanele de lîngă versant lungindu-se, iar cele din centru micșorîndu-se.

Instrucțiunea sovietică SNiP-II-I-4-64 recomandă calcularea tasării corpului barajului în 3 secțiuni transversale caracteristice cu formula:

$$S_{(t_1 - t_2)} = \sum_{i=1}^{i=k_{t_2}} \Delta h \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}}, \qquad \text{(X.142)}$$

în care : Δh este grosimea stratului elementar de pămînt compactat, în cm, care este $\frac{h_x}{n}$ (în care h_x este grosimea stratului comprimat pe verticala de calcul, în cm, iar n — numărul total de straturi elementare pe verticala de calcul);

k_{t_2} — numărul curent al stratului elementar executat la momentul t_2;

ε_{1i}, ε_{2i} — indicele porilor pămîntului determinat din curba de compresiune — tasare, în funcţie de valorile eforturilor de compresiune σ_{t_1} şi σ_{t_2}, în kgf/cm², ce se dezvoltă în scheletul pămîntului la nivelul stratului i la timpul t_1 şi t_2.

Eforturile de compresiune ce apar în scheletul pămîntului pe o verticală la nivelul stratului i, în momentul t se pot determina cu relaţia :

$$\sigma_{ti} = \gamma_i h_{it} + \gamma_n \Delta h (k_t - i) - p_{nt}, \qquad (X.143)$$

în care : γ_i este greutatea volumetrică a coloanei de pămînt considerată incompresibilă amplasată pe verticala de calcul deasupra nucleului sau ecranului, în kgf/cm³;

γ_n — greutatea volumetrică a materialului de nucleu, în kgf/cm³;

h_{it} — grosimea stratului ce crează sarcina pe verticala de calcul la momentul t, în cm;

k_t — numărul de ordine a stratului elementar executat la momentul studiat;

p_{nt} — efortul de consolidare la nivelul stratului în momentul t, în kgf/cm².

3.7. METODE DE EXECUŢIE A BARAJELOR DE PĂMÎNT COMPACTAT

În cele ce urmează sînt prezentate succint cîteva probleme principale ale execuţiei barajelor de pămînt compactat.

3.7.1. **Tratarea rocii de fundaţie.** Aceasta se face în funcţie de natura şi configuraţia morfologică a rocii, de caracteristicile mecanice ale acesteia şi de permeabilitatea ei. Legarea barajului cu versanţii se face cu atît mai uşor cu cît versanţii prezintă înclinări mai mici şi o suprafaţă relativ regulată, cu cît roca este mai puţin tare şi cu cît prezintă degradări şi fisurări mai reduse.

În cazul fundaţiilor constituite din roci dezagregate (aluvionare) se impune în primul rînd îndepărtarea stratului vegetal precum şi a straturilor următoare, care conţin rădăcini sau alte materiale vegetale nedescompuse. Stratul de fundaţie astfel pregătit este analizat din punctul de vedere al stabilităţii şi etanşeităţii, comparativ cu umplutura din corpul barajului.

În cazul barajelor fundate pe roci stîncoase se impune în general ca infiltraţia de-a lungul suprafeţei de contact să nu aibă condiţii mai uşoare de realizare decît infiltraţia prin corpul barajului.

Contactul intim între corpul barajului şi rocă trebuie asigurat în special pentru elementele impermeabile ca nuclee şi ecrane pămîntoase, în ampriza cărora fiecare strat de pămînt trebuie compactat în contact direct cu roca. Pentru a se putea efectua această compactare, menită a reduce infiltraţia de-a lungul suprafeţei de contact, se procedează la excavarea neregularităţilor morfologice a versantului pînă la obţinerea unui taluz aproximativ uniform. În practica lucrărilor hidrotehnice din ţara noastră această excavaţie se face în mai multe etape şi anume :

— excavaţia grosieră la care se permite lucrul fără restricţii cu explozivi;

— excavaţia de finisaj care se face pînă la circa 0,50 m deasupra cotei din proiect, utilizînd încărcături reduse de explozivi, pentru a nu produce o fisurare accentuată a rocii;

— excavarea stratului de protecţie, de circa 0,50 m grosime, care se execută cu puţin timp înainte de executarea umpluturii, folosind numai ciocanele de abataj.

Roca astfel dezvelită este curăţată, depresiunile fiind plombate cu beton (sau torcretate), iar primul strat de pămînt coeziv este aşezat şi compactat manual, acordîndu-i-se o deosebită atenţie.

Pentru a mări drumul parcurs de un fir de curent al infiltraţiei pe suprafaţa de contact se obişnuieşte a se realiza tranşee cu adîncimi variabile între 1,50—7,00 m sau mici pereţi — (timpane) cu înălţimi variind între 1,50—5,00 m.

Lucrările de injectare a fundaţiei sînt similare celor ce se se execută în cazul barajelor de beton.

3.7.2. **Excavaţia şi transportul pămîntului.** Pămîntul necesar realizării umpluturii barajelor se obţine prin excavaţii în cariere şi gropi de împrumut, alese pe baza unui calcul tehnico-economic, ţinînd seama de natura materialului disponibil în fiecare carieră, de omogenitatea şi umiditatea acestuia, de condiţiile fizice de exploatare şi de distanţa la care se află cariera faţă de amplasamentul barajului. Se consideră în general economice carierele situate la mai puţin de 2 km de amplasamentul barajului. De asemenea se recomandă folosirea în anumite zone ale barajului a materialelor rezultate din excavaţiile utile ale altor uvraje ca: descărcători de suprafaţă, goliri de fund, drumuri etc.

Excavarea pămîntului în cariere se poate face cu următoarele utilaje, în limita domeniului economic de folosire a fiecăruia:

E x c a v a t o a r e cu capacităţi ale cupei variind între 0,25—6,0 m^3 sînt cele mai folosite utilaje pentru carierele cu înălţimi de abataj între 3—8 m, situate deasupra nivelului apei freatice. Productivitatea orară a excavatoarelor de 1 m^3 cupă, variază între 32 şi 54 m^3 în funcţie de categoria terenului.

Exploatarea unei cariere cu ajutorul excavatoarelor poate conduce la omogenizare a materialului, cînd abatajul este alcătuit din straturi cu proprietăţi diferite.

Capacitatea cupei excavatorului se corelează cu capacitatea mijlocului de transport pentru obţinerea unei eficienţe maxime.

D r a g l i n e l e se folosesc la excavaţii sub nivelul apei freatice şi în terenuri mai puţin tari. Avînd în mod normal capacităţi ale cupei similare excavatoarelor, draglinele realizează în general productivităţi ce reprezintă circa 60% din productivitatea excavatoarelor, cu aceeaşi capacitate de cupă.

S c r e p e r e l e ş i m o t o s c r e p e r e l e sînt utilaje de săpare transport şi împrăştiere. Screperele remorcate de tractoare pe şenile au capacităţi utile variind între 3 şi 25 m^3, avînd în deplasare viteza tractorului ceea ce le face indicate în situaţia transporturilor pe distanţe scurte.

Motoscreperele sînt acţionate de un tractor monoax pe pneuri ceea ce le asigură o viteză de marş de circa 25 km/h fiind astfel utilizate la distanţe de transport mult mai mari. În timpul încărcării acest utilaj este ajutat de un buldozer împingător.

Transportul pămîntului în corpul barajului se poate face cu autobasculante, cu remorci, cu vagoane de cale ferată sau cu benzi transportoare.

A u t o b a s c u l a n t e l e avînd capacităţi ce variază între 15 şi 50 t sînt larg folosite.

R e m o r c i l e, cu diverse moduri de descărcare, pot atinge capacităţi pînă la 100 t, în cazul remorcilor cu descărcare prin fund.

În unele situaţii transportul se poate face cu ajutorul vagoanelor de cale ferată, ca în cazul barajului Oroville, cu un volum total de 60 000 000 m^3.

Transportul cu benzi transportoare a fost utilizat în puţine cazuri în situaţii în care topografia zonei nu permitea o înscriere comodă a drumurilor de acces. Astfel la barajul

Trinity, unde cariera era amplasată la circa 450 m deasupra coronamentului, s-a construit o bandă de 1 050 mm, în lungime de 3 600 m, avînd o productivitate de 1 500 m³/h.

3.7.3. **Împrăştierea pămîntului în ampriza barajului.** Aceasta se face în scopul depunerii de straturi uniforme, succesive, de grosimi constante. Cînd pămîntul se transportă cu screpere, împrăştierea se face uniform, prin descărcarea raţională a utilajului. Cînd însă transportul se face cu autobasculante descărcarea se face în grămezi ce urmează a fi nivelate pînă la obţinerea unui strat de grosime uniformă, cu ajutorul buldozerelor sau gredererelor. În cazul în care prin basculare nu se produce o segregare periculoasă a materialului, grămezile se vor distribui în aşa fel pe suprafaţa de depunere, încît să nu necesite deplasarea la nivelări a unei cantităţi mai mari de 30% din totalul materialului.

Controlul grosimii straturilor aşternute este obligatoriu, admiţîndu-se abateri de la valoarea proiectată de $\pm$ 5 cm.

3.7.4. **Compactarea materialelor aşternute în corpul barajului.** Aceasta se face pe fişii orizontale paralele cu axa barajului, stabilite în concordanţă cu programul de umpluturi şi cu posibilităţile de circulaţie a utilajelor, pe suprafaţa de depunere a barajului. Se va urmări în general crearea posibilităţilor de depunere concomitentă cu compactarea,

Tabelul X.5

Ordinea preferinţei utilajelor de compactare pentru diferite tipuri de pămînturi

Natura materialului pus în operă	Simbolul în sistemul unificat de clasificare	UTILAJE							
		Cilindrare			Batere			Vibrare	
		Rulouri netede	Compactoare pe pneuri	Rulouri picior de oaie	Maiuri şi plăci grele	Maiuri mecanice	Vibro-maiuri	Plăci vibratoare	Rulouri vibratoare
Blocuri din piatră, anrocamente, bolovani	—	—	2	—	3	—	—	—	1
Pietriş sau balast neuniform cu puţine sau fără fracţiuni fine	GW	4	2	—	—	4	5	3	1
Pietriş cu balast uniform cu sau fără fracţiuni fine	GP GM	4	2	—	—	3	5	1	2
Pietriş sau balast argilos	GC	4	2	—	—	3	5	3	1
Nisipuri uniforme şi neuniforme cu pietriş cu sau fără fracţiuni fine	SW SP SM	4	3	—	—	4	5	2	1
Nisipuri prăfoase, nisipuri argiloase	SC	4	3	—	—	3	5	2	1
Praf, nisip foarte fin, nisip fin prăfos sau argilos cu plasticitate redusă	ML	—	2	1	—	2	5	—	4
Argilă cu plasticitate redusă sau medie, argile nisipoase sau prăfoase	CL	—	1	2	—	3	5	—	4
Argile cu plasticitate ridicată, argile grase	CH	—	2	1	—	3	5	—	—

prevăzîndu-se în acest fel cel puţin două fişii de lucru. Lungimea fişiilor compactate trebuie aleasă în aşa fel încît să se evite întoarcerile prea dese ale utilajelor de compactare.

Utilajele de compactare se împart, după modul de acţionare asupra stratului de pămînt, în următoarele categorii principale :

— utilaje de compactare statică prin cilindrare, din care fac parte rulourile cu tamburi netezi, rulourile picior de oaie şi compactoarele pe pneuri ;

— utilaje de compactare prin bătătorire, din care fac parte maiurile şi plăcile bătătoare acţionate de utilaje de ridicare, maiuri mecanice acţionate de motoare cu ardere internă şi maiurile portative uşoare ;

— utilaje de compactare prin vibrare, din care fac parte plăcile vibratoare şi rulourile vibratoare.

Ţinînd seama de caracteristicile constructive ale fiecărui utilaj şi de performanţele realizate, se poate afirma că fiecare metodă de compactare şi chiar fiecare utilaj este specific unui anumit material ce trebuie compactat, pentru care prezintă în exploatare o eficienţă maximă.

În tabelul X.5 se prezintă în ordinea preferinţei (indicate cu numerele 1—5) utilajele de compactare recomandate pentru diferite tipuri de pămînturi.

În general, pentru lucrările de mare volum se va alege un utilaj de cilindrare (static sau vibrator) care prezintă productivităţi orare maxime. Adesea pentru barajele zonate este necesar a se folosi două tipuri de utilaje, unul pentru elementele din materiale fine coezive şi altul pentru materialele necoezive.

Pentru lucrările de volum mic sau pentru cele realizate în spaţii limitate, se recomandă maiurile mecanice sau maiurile vibratoare.

Alegerea parametrilor compactării — umiditatea optimă de compactare, grosimea stratului, numărul de treceri a utilajului de compactare ales — se face urmărind realizarea în corpul barajului a acelor caracteristici mecanice a pămînturilor care au fost adoptate în elaborarea proiectului.

Experienţa acumulată în construcţiile similare, poate fi mai uşor fructificată folosind un sistem unic de clasificare a pămînturilor de felul celui propus de U.S.B.R. [39]. Definitivarea tehnologiei de compactare, este însă necesar să se facă prin compactări experimentale, la scară mare, în care să se folosească utilajele cu care se va construi barajul. În acest scop, pentru lucrările de mari volume, se organizează piste experimentale, compactîndu-se volume de 3 000—10 000 m³. Compactitatea pămîntului pus în operă se apreciază prin greutatea volumetrică în stare uscată γ_u, a cărei variaţie în raport cu umiditatea de compactare este reprezentată, pentru diferite valori ale lucrului mecanic specific de compactare, prin curbe de tip Proctor (fig. X.83), în practică generalizîndu-se determinările folosind un lucru mecanic specific de 6 kgf/cm³ (Proctor normal) şi 27 kgf/cm³ (Proctor modificat). Valorile orientative ale greutăţii volumetrice în stare uscată obţinute prin cele două determinări sînt prezentate în tabelul X.6.

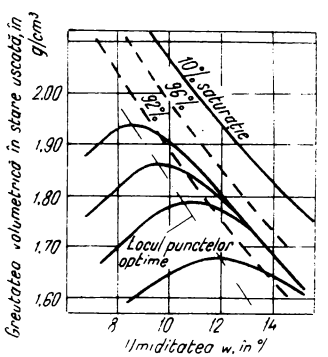


Fig. X.83. Diagrama Proctor completă.

O menţiune specială trebuie făcută în legătură cu alegerea umidităţii de compactare, pentru pămînturile care cedează greu apa şi la care, în anumite condiţii de compactare

Tabelul X.6

Valorile γ_{umax} și w_{opt} obținute prin determinările Proctor normal și Proctor modificat

Felul pământului	Proctor normal		Proctor modificat	
	γ_{umax} gf/cm³	ω_{opt} %	$\gamma_{u\ max}$ gf/cm³	ω_{opt} %
Balast argilos	2,00—2,20	6—10	2,10—2,25	4—8
Nisip argilos	1,90—2,00	8—12	2,00—2,10	6—9
Nisip	1,85—1,95	9—14	1,95—2,05	6—10
Argilă nisipoasă	1,75—1,85	12—18	1,90—2,00	9—15
Argilă nisipoasă loessoidă	1,65—1,80	14—18	1,80—1,95	10—15
Argilă prăfoasă	1,60—1,70	18—22	1,75—1,85	12—16
Argilă plastică	1,50—1,60	24—28	1,70—1,80	16—20

și încărcare, presiunea apei din pori poate atinge valori periculoase pentru stabilitatea construcției.

Controlul compactării se face prin determinarea valorii γ_u, prin metoda penetrației, prin metoda încercărilor cu placa de presiune, sau prin metoda izotopilor radioactivi [39].

O atenție specială trebuie acordată depunerii și compactării pământurilor pe timp ploios sau friguros. Normele și prescripțiile tehnice indică condițiile în care umpluturile pot fi continuate și pe timp nefavorabil ca și măsurile ce trebuie luate la întreruperea și reluarea lucrului.

3.7.5. **Protecția taluzurilor.** Aceasta se realizează pe taluzul amonte pentru a preveni acțiunea destructivă a valurilor și a gheții, iar pe taluzul aval pentru a preveni acțiunea de erodare a apelor de șiroire. Înainte de aplicarea unei consolidări pe taluzuri acestea se compactează în mod special, deoarece compactarea straturilor orizontale, nu aduce materialul din taluzuri la aceleași caracteristici cu corpul barajului.

Protecția taluzurilor barajului se realizează prin :

— consolidări prin acoperirea cu un strat de anrocament ;

— consolidări prin acoperirea cu plăci prefabricate din beton armat ;

— consolidări biologice (în special pentru taluzul aval).

Limita superioară a protecției este dată de înălțimea de ridicare a valului pe taluz, la nivelul maxim al lacului, iar limita inferioară se află sub nivelul minim de exploatare, la adîncimea la care vitezele undei de vînt nu mai sînt periculoase pentru materialul taluzului.

Una din cele mai frecvente consolidări este cea cu anrocamente, pentru care se folosesc materiale din roci dure, negelive, a căror dimensiune unitară și grosime de strat se stabilesc în funcție de înălțimea valului. Cîteva valori orientative sînt prezentate în tabelul X.7.

În general, stratul de protecție din anrocamente poate fi executat printr-o așezare manuală sau printr-o așternere mecanizată. În cele mai multe cazuri acest strat este dispus pe un strat de filtru care protejează materialul din corpul barajului.

Consolidările din beton armat sau beton asfaltic se execută după principii asemănătoare ecranelor impermeabile din aceleași materiale.

Tabelul X.7

Date pentru protecțiile de anrocamente

Înălțimea maximă a valului m	Diametrul mediu d_{50} minim admis al anrocamentelor cm	Grosimea stratului de protecție cm
0,00—0,60	25	30
0,60—1,20	30	46
1,20—1,80	38	61
1,80—2,50	46	76
2,50—3,00	53	92

3.8. BARAJE DE PĂMÎNT SEDIMENTAT

La barajele de pămînt sedimentat punerea în operă a pămîntului, fracționarea și compactarea materialului se face cu ajutorul apei.

În unele cazuri, prin folosirea hidromecanizării, se execută și procesele de săpare a materialului în carieră și transportul între carieră și amplasamentul barajului.

Excavația în carieră se poate efectua cu ajutorul hidromonitoarelor, a drăgilor aspirante sau a hidroelevatoarelor. În unele situații speciale obținerea materialului se poate face prin hidroaspirația gravitațională.

În toate aceste procedee se obține o hidromasă avînd concentrații cuprinse între 1/5 și 1/16 (exprimate prin raportul între volumul de pămînt și volumul de apă din amestec).

Transportul hidromasei se poate realiza prin scurgere liberă în jghiaburi sau sub presiune în conducte, în care caz, la distanțe mari de transport, se prevăd stații de repompare.

3.8.1. **Scheme de depunere a materialului în corpul barajelor.** Materialul transportat prin jghiaburi sau conducte în amplasamentul barajului poate fi depus după două scheme principale, corespunzătoare realizării unui baraj cu nucleu central sau unui baraj omogen.

În cazul în care se urmărește realizarea unui baraj cu nucleu central, depunerea se realizează prin două conducte sau jghiaburi laterale așezate în lungul taluzurilor și prevăzute cu guri de distribuție, din care hidromasa se distribuie, se fracționează și se sedimentează bilateral (fig. X.84). În cazul barajelor de mică înălțime cele două conducte pot fi înlocuite cu o conductă centrală, avînd guri de distribuție mai lungi.

Pe suprafața de depunere, în imediata vecinătate a taluzului, se execută mici digulețe de 0,80—1,20 m înălțime care împiedică scurgerea hidromasei pe taluz, limitînd depunerea la profilul barajului dorit.

Hidromasa descărcată în imediata apropiere a acestor digulețe se scurge spre centrul barajului, curentul pierzînd pe parcurs atît din viteză cît și din adîncime. În aceste condiții particulele cele mai mari sînt depuse în imediata vecinătate a gurii de descărcare și treptat particulele din ce în ce mai mici sînt purtate către centrul barajului unde, apa conținînd cele mai fine particule formează la cota cea mai coborîtă, un bazin de decantare. În acest

bazin de decantare se sedimentează o parte din fracțiunea fină care crează nucleul impermeabil, fracțiunea coloidală fiind evacuată odată cu apa din bazinul de decantare.

În acest mod prin fracționarea hidraulică se formează următoarele zone în corpul barajului (fig. X.84):

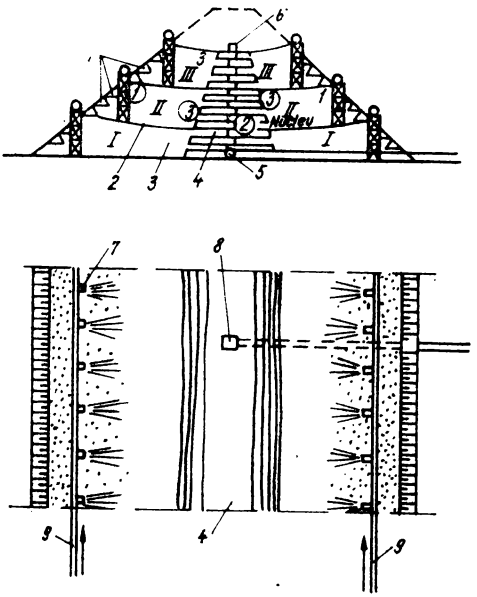


Fig. X.84. Sedimentarea bilaterală la barajele hidromecanizate:

1 — prisme de îndiguire; *2* — prismă laterală; *3* — zonă intermediară; *4* — bazin de decantare; *5* — colector; *6* — puț; *7* — guri de distribuție; *8* — puț de descărcare; *9* — conducte de nămol.

— prismele laterale în general permeabile ①;

— nucleul central impermeabil ②;

— zonele intermediare rezultate din variația în tiimpul lucrului a lățimii bazinului de decantare cît și din infiltrația apei cu suspensii fine între prismele laterale ③.

Apa din bazinul de decantare se evacuează prin deversori speciali, sub formă de puțuri cu conducte orizontale, amplasate la baza barajului, sau prin pompaj.

În cazul în care se urmărește realizarea unui baraj omogen sedimentarea se face unilateral cu ajutorul unei singure conducte, amplasate inițial pe o banchetă din anrocamente care realizează drenul barajului (fig. X.85). Această banchetă se poate realiza prin descărcare în apă — fără a se pune la uscat incinta barajului — în care caz prima parte a sedimentării se execută sub nivelul apei.

3.8.2. **Pămînturi utilizabile.** Alegerea tipului de baraj hidromecanizat seface în funcție de natura pămîntului disponibil, de felul fundației și de soluția de ansamblu a lucrărilor întregului nod hidrotehnic.

Tipul de baraj omogen se recomandă în cazurile în care se pot folosi pămînturi nisipoase cu un coeficient de neuniformitate $U_n < 3$ și cu un conținut de cel mult 12% particule cu $d < 0{,}05$ mm.

Tipul de baraj cu nucleu central se recomandă în cazul în care se pot folosi pentru hidromecanizare nisipuri cu $U_n > 3$ sau mîluri cu un conținut de 12—20% particule din fracțiunea prăfoasă-argiloasă. În cazul folosirii nisipurilor și pietrișurilor (în special pentru prismele laterale), se limitează conținutul de argilă la cel mult 5%.

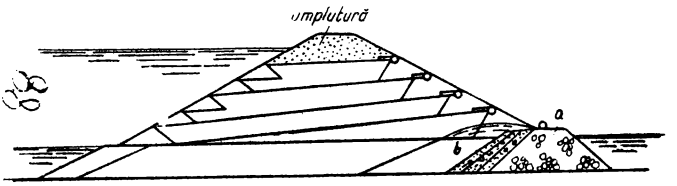


Fig. X.85. Sedimentarea unilaterală la baraje hidromecanizate.

Grupele de pămînturi utilizabile sînt prezentate, în ordinea preferinței, în fig. X.86.

3.8.3. **Profilul transversal.** Lățimea și înălțimea coronamentului, deasupra nivelului maxim de exploatare, se aleg pe baza elementelor prezentate la barajele de pămînt compactat.

La barajele sedimentate cu nucleu, volummul nucleului nu trebnie să depășească 0,25 din volumul întregulni baraj, stabilitatea barajului fiind cu atît mai mare cu cît nucleul se poate menține mai îngust. În aceste condiții, taluzurile barajelor cu nucleu sînt în general cuprinse între 1 : 2,5—1 : 3,5 și în cazuri mai rare pot ajunge la 1 : 5—1 : 7 (barajul Kamsk-U.R.S.S.). În fig. X.87 este prezentat profilul transversal al barajului Mingheceaur (H = 80 m) realizat prin sedimentare, în U.R.S.S.

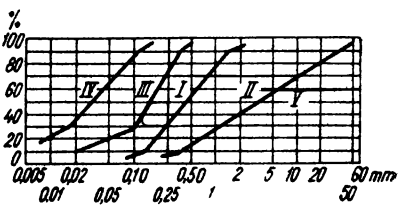


Fig. X.86. Pămînturi utilizabile în baraje sedimentate.

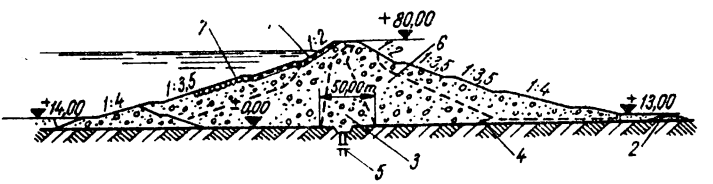


Fig. X.87. Barajul Mingheceaur (U.R.S.S.) realizat prin sedimentare :

1 — plăci de beton armat ; 2 — batardori ; 3 — pămînt argilos ; 4 — prismă de drenaj ; 5 — voal de etanșare ; 6 — nisip și balast ; 7 — blocaj de piatră.

În unele cazuri, pentru a mări stabilitatea prismelor laterale se execută banchete înalte din anrocamente, ca cele adoptate la construcția barajului sedimentat cu nucleu, Cobble-Mountain-S.U.A. (fig. X.88).

3.8.4. **Fracționarea pământului.** În procesul de depunere prin hidromecanizare datorită variației pantei suprafeței pe care se face depunerea, a intensității de inundare a adîncimii curentului hidromasei, se produce o fracționare a materialului descărcat. O soluție aproximativă a acestei fracționări a fost dată de Maslov pe baza observației că alura curbei granulometrice a celor două fracțiuni rezultante se aseamănă cu alura curbei granulometrice a carierii.

Calculul se conduce astfel:

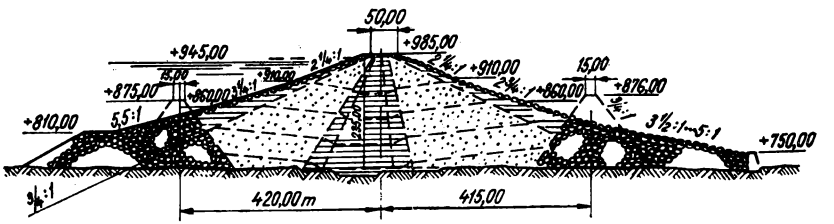


Fig. X.88. Barajul Cobble-Mountain (S.U.A.) realizat prin sedimentare.

— distribuția materialului de carieră se desenează într-o reprezentare semilogaritmică (curba *AO*), (fig. X.89);

— În funcție de procentul particulelor fine ce se evacuează odată cu apa din bazinu de decantare (exemplu 10%), se secționează partea inferioară a curbei granulometrice stabilindu-se punctul *B*. Curba *AO* se rotește în jurul punctului *A* pînă ce intersectează axa absciselor în punctul *B*. Curba *AB* caracterizează compoziția pământului ce rămîne în construcție;

— se trasează o orizontală care corespunde cantității de 35% din întreaga cantitate de pământ și care intersectează curba *AB* în punctul *L*, prin care se duce verticale *CD*. Verticala *CD* se intersectează cu orizontala corespunzătoare procentelor de 85% și 15% din material, respectiv în punctele *K* și *M*;

— prin rotirea curbei *AB* în jurul punctului *B* pînă la incidența cu punctul *K* se obține curba *BKE* care se admite drept curbă granulometrică a miezului barajului;

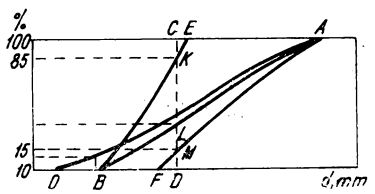


Fig. X.89. Metoda Maslov pentru calculul fracționării hidraulice.

— prin rotirea curbei *AB* pînă la incidența cu punctul *M* se obține curba *AMF* care se admite drept curbă granulometrică a prismelor laterale ale barajului.

3.8.5. **Stabilitatea barajelor sedimentate, în timpul execuției.** Barajele sedimentate cu nucleu central prezintă pericolul pierderii stabilității în timpul execuției și în prima perioadă de exploatare ca urmare a consolidării foarte lente a materialului din nucleul central. Acest material relativ impermeabil, saturat cu apă, cu posibilități reduse de drenare, poate dez-

volta presiuni foarte mari ale apei din pori cînd asupra lui acționează greutatea straturilor suprapuse. Aceste presiuni, acționînd în primul rînd asupra prismelor laterale, pot conduce la alunecarea și ruperea acestora. M. M. Grișin și B. N. Fedorov au elaborat o metodă în care considerînd materialul prismelor exterioare fără coeziune și suprafețele

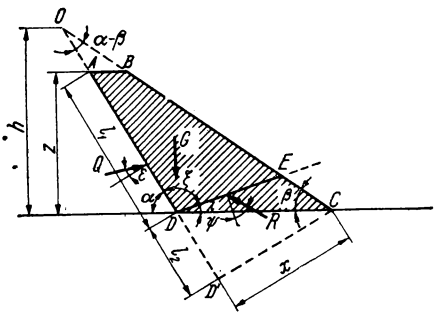


Fig. X.90. Stabilitatea prismelor laterale la baraje sedimentate.

de alunecare plane, determină orientarea planului de alunecare DE din prisma laterală (fig. X.90) prin unghiul λ_0 dat de relația:

$$\operatorname{tg} \lambda_0 = \frac{ps - rt \pm \sqrt{[(p-t)^2 + (r-s)^2]\,(pt + sr)}}{p^2 + r^2 - (pt + sr)},$$

în care:

$$s = \gamma_1 \frac{z}{h}\left(2 - \frac{z}{h}\right)(\operatorname{cotg}\beta - \operatorname{cotg}\alpha) - \frac{2Q}{h^2}\cos(\alpha + \varepsilon);$$

$$r = \frac{2Q}{h^2}\sin(\alpha + \varepsilon)\operatorname{cotg}\beta;$$

$$p = \gamma_1(\operatorname{cotg}\beta - \operatorname{cotg}\alpha)^2 - s\operatorname{cotg}\beta;$$

$$t = \frac{2Q}{h^2}\sin(\alpha - \varepsilon);$$

γ_1 este greutatea volumetrică medie a materialului prismelor laterale;
z — înălțimea barajului de la cota executată pînă la secțiunea considerată DC;
h — înălțimea triunghiului ODC;
Q — forța de presiune a materialului curgător al nucleului considerată distribuită după legea hidrostatică și dirijată sub un unghi ε față de normala la planul AD.

Forța Q se estimează în funcție de caracteristicile procesului de consolidare a materialului din nucleu și de ritmul de înălțare a barajului, reieșind din programul general de execuție.

Pentru barajele sedimentate fără nucleu, calculele stabilității taluzelor sînt similare celor de la barajele compactate, ținîndu-se seama de forțele hidrodinamice ale curentului de infiltrație.

3.8.6. **Execuția barajelor sedimentate.** Aceasta se poate face folosind hidromecanizarea în excavația și transportul pămîntului sau transportînd pămîntul cu alte mijloace și depuîndu-l pe taluzurile barajului de unde prin spălare cu hidromonitorul se realizează deplasarea, fracționarea și sedimentarea particulelor.

Viteza de ridicare a unui baraj sedimentat este de ordinul a 0,10—0,20 m/zi în cazul unui baraj cu nucleu, pentru a permite drenarea și consolidarea nucleului și de 0,50 — 0,60 m/zi în cazul unui baraj fără nucleu. În aceste condiții cantitățile de pămînt depuse zilnic în corpul barajului pot ajunge la circa 200 000 m³.

În general, datorită reducerii lățimii barajului în apropierea coronamentului, nu se mai poate realiza sedimentarea bilaterală, această ultimă porțiune se realizează în uscat. În acest scop se execută în prealabil o depunere de lățime mai mare, urmînd apoi a se excava cu draglina materialul de pe taluz și a se depune în corpul barajului (în interiorul profilului definitiv).

Barajele executate prin sedimentare au în unele situații avantaje deosebite, mai ales economice, față de barajele de pămînt compactat. În U.R.S.S. se realizează anual cîteva milioane de metri cubi prin acest procedeu.

4. BARAJE DE PIATRĂ

4.1. CLASIFICAREA BARAJELOR DE PIATRĂ

Barajele, în realizarea cărora se folosește ca element predominant piatra sub formă de blocuri de diferite dimensiuni se numesc baraje de piatră. După modul de punere în operă și după modul de lucru al elementelor componente a barajului acestea se împart în : baraje de zidărie de piatră ; baraje de anrocamente și baraje mixte de pămînt și anrocamente.

Barajele de piatră au căpătat, în ultimele decenii, o răspîndire considerabilă, majoritatea barajelor înalte fiind executate din acest material.

4.2. BARAJE DE ZIDĂRIE DE PIATRĂ

Barajele de zidărie de piatră sînt în general soluții adoptate în trecut, în special în condițiile unor cantități limitate de piatră. Executate în întregime din blocuri așezate manual sau cu ajutorul macaralelor, zidăria de piatră prezintă un volum de goluri de circa 20—30 %, blocurile avînd asigurate suprafețe mai mari de contact între ele.

Profilurile transversale ale barajelor din această categorie au taluzurile amonte cu pante de 1 : 0,5—1 : 0,8, iar taluzurile aval cu pante de 1 : 0,7—1 : 1 realizîndu-se, în acest fel, o importantă economie de material.

În vederea realizării unor soluții statice favorabile scurgerii eforturilor în fundație, zidăria se execută în straturi ce prezintă fie o înclinare cît mai apropiată de normala la paramentul amonte, fie avînd o concavitate în sus, fie orizontală (fig. X.91).

Pentru realizarea taluzurilor se aleg blocurile ce prezintă forme cît mai regulate, avînd greutăți cuprinse între 0,2—0,4 t.

În fig. X.92 este prezentat barajul italian Alpe Gela a cărui ax prezintă o arcuire în plan.

Calitățile impuse pietrei de construcție sînt similare celor de la barajele de anrocamente.

Impermeabilizarea construcției se realizează prin acoperirea taluzului amonte cu un ecran subțire din beton armat, beton asfaltic etc. dispus pe un strat de zidărie executată îngrijit, în unele cazuri cu mortar de ciment.

Detaliile constructive ale ecranelor de beton, beton armat sau beton asfaltic folosite la barajele de zidărie uscată sînt similare celor de la barajele de anrocamente cu observația că tasările la barajele de zidărie uscată sînt mai reduse.

Condițiile specifice de fundare necesită în unele cazuri realizarea unui radier de beton sau zidărie cu mortar. Elementele de impermeabilizare a fundației sînt legate de pintenul ecranului barajului.

Deși realizează o importantă economie de piatră, acest tip de baraj necesită un mare volum de manoperă calificată, executarea zidăriei nepretîndu-se la un grad mare de mecanizare.

O soluție intermediară o constituie barajele de anrocamente și zidărie uscată la care aproximativ jumătatea amonte a profilului transversal este realizată din zidărie uscată, iar jumătatea aval din anrocamente descărcate în vrac sau compactate în straturi.

În acest caz taluzul aval al prismului de anrocamente are pante cuprinse între 1 :1,1 și 1 : 1,5. În fig. X.93 este prezentat profilul transversal al barajului Malpasso (Peru 1936) făcînd parte din această categorie.

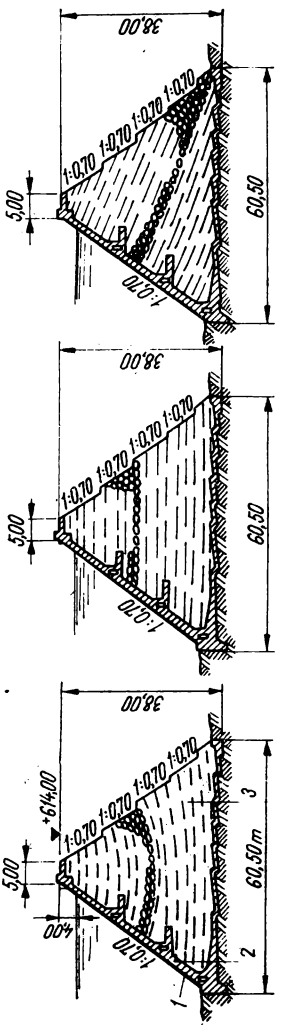


Fig. X.91. Modul de executare a zidăriei la baraje din zidărie de piatră :
1 – ecran de beton armat; *2* – zidărie de piatră cu mortar; *3* – zidărie uscată.

4.3. BARAJE DE ANROCAMENTE

Barajele de anrocamente au cel puțin jumătate din suprafața secțiunii transversale realizată din anrocamente ce alcătuiesc un element structural.

În această categorie sînt incluse :

— barajele de anrocamente cu ecrane impermeabile de beton armat, beton asfaltic, oțel etc.;

— barajele de anrocamente cu nuclee sau ecrane subțiri din pămînturi impermeabile, la care este respectată condiția de mai înainte.

Anrocamentele sînt blocuri de piatră de diferite dimensiuni obținute în general prin exploatarea unei cariere aflate în apropierea amplasamentului barajului. În anumite ocazii se pot găsi materiale naturale, deluviu de pantă, grohotișuri, roce puternic fisurate, care pot fi folosite ca anrocamente.

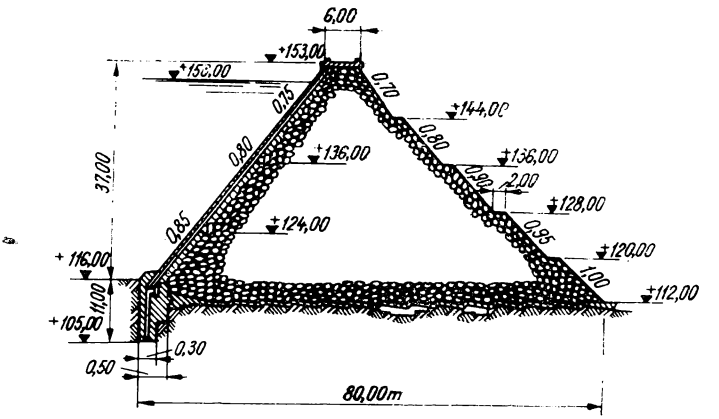


Fig. X.92. Profilul barajului de zidărie de piatră Alpe Gela.

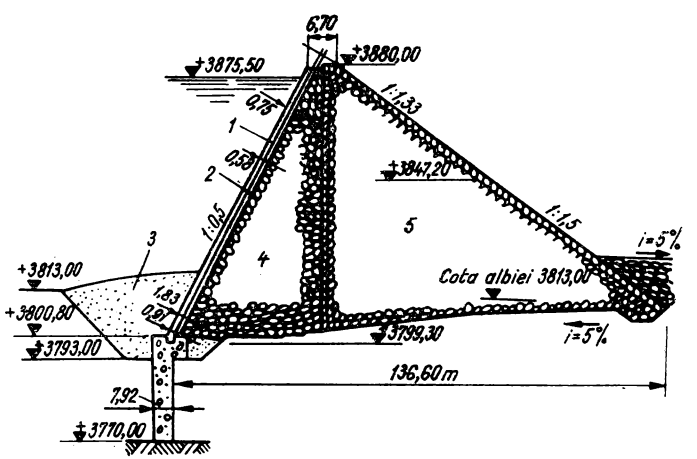


Fig. X.93. Profilul barajului Malpasso-Peru:

1 — ecran de beton; *2* — zidărie cu mortar; *3* — umplutură din pietriș și argilă; *4* — zidărie uscată; *5* — anrocamente.

4.3.1. **Calităţile impuse pietrei.** În general s-a considerat în trecut că rocile indicate pentru obţinerea anrocamentelor sînt rocile dure, eruptive sau metamorfice, cu greutăţi volumetrice şi rezistente la ruperi importante. Astfel, normele sovietice (T4-24-32-43) indică rezistenţele minime la compresiune obţinute pe probe supuse la 25 cicluri îngheţ—dezgheţ (tabelul X.8).

Tabelul X.8

Rezistenţele la compresiune conform normelor sovietice

Tipul barajului	Rezistenţa minimă la compresiune după 25 cicluri îngheţ-dezgheţ, kgf/cm²	
	Înălţimea barajului	
	Pînă la 15 m	Peste 15 m
Anrocamente	600	800
Anrocamente şi pămînt	500	700

O serie de baraje realizate în ultimul timp au folosit materiale cu rezistenţe la compresiune considerabil inferioare acestora (Candes, Kokin Brod, Lewis-Smith).

După normele sovietice se consideră materiale rezistente la îngheţ acelea la care absorbţia apei nu depăşeşte 80% din porozitate.

Influenţa umezirii se apreciază prin coeficientul de înmuiere definit ca raport între rezistenţa la compresiune în stare saturată faţă de rezistenţa în stare uscată. Normele sovietice indică un coeficient minim de înmuiere de 0,85—0,90.

Indicaţii importante asupra comportării anrocamentelor în funcţie de diferitele metode de punere în operă, se obţin prin încercări la şoc, încercări la uzură, încercări la forfecare etc., normalizate în ţara noastră prin STAS 6202-60.

4.3.2. **Granulozitatea anrocamentelor** constituie unul din cele mai importante elemente de proiectare, determinant pentru stabilirea unghiului de taluz natural, a deformabilităţii şi a rezistenţei la forfecare a umpluturii.

Concepţiile în legătură cu granulozitatea anrocamentelor au evoluat odată cu metodele de punere în operă. Pentru baraje de anrocamente descărcate în vrac s-au folosit blocuri de dimensiuni mari, în mare parte fără o fracţiune intermediară capabile să ocupe golurile între aceste blocuri. Astfel, la construcţia barajului Lower Bear River Nr. 1 (1950—1952) s-au folosit blocuri în greutate de 1—20 t în proporţie de peste 50% din volum în timp ce fracţiunea mai mică de 10 cm a fost limitată prin caietele de sarcini la mai puţin de 5% din greutatea materialului [40]. Pentru barajele de anrocamente executate în straturi subţiri compactate (1—4 m) pe baza observaţiilor asupra comportării unor baraje şi a încercărilor de compresiune triaxială s-a ajuns la concluzia că o granulozitate continuă, bine eşalonată, este mai indicată. Astfel, la construcţia barajului Salagou, în sudul Franţei (1966—1969) anrocamentele obţinute prin exploatarea unui bazalt cu greutăţi specifice cuprinse între 2,8—2,9 t/m³ au avut greutăţi unitare cuprinse între 500 şi 10 kg, materialul fin fiind limitat sub 5% în fig. X.94 sînt prezentate curbele granulometrice ale materialului folosit la cîteva baraje de anrocamente.

4.2.3. **Baraje de anrocamente cu elemente de impermeabilizare de beton armat, beton şi oţel.** Barajele de anrocament cu ecran sînt constituite dintr-un masiv de anroca-

mente capabil să preia solicitările construcției avînd un ecran impermeabil ce acoperă paramentul amonte.

Alegerea cotei și a lățimii coronamentului se face pe considerente similare celor prezentate pentru barajele de pămînt.

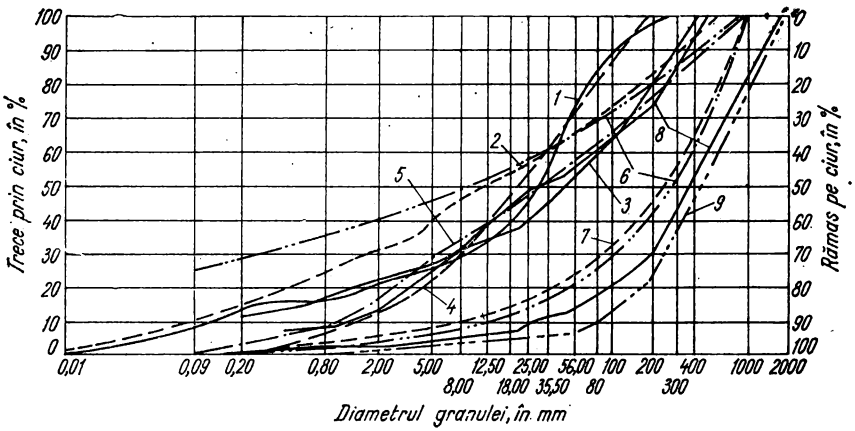


Fig. X.94. Curbe granulometrice ale materialelor folosite la cîteva baraje de anrocamente: *1* — Lewis Smith (U.S.A.), gresie; *2* — Goschenenalp (Elveția), granulometria pentru încercările de forfecare; *3* — Goschenenalp (Elveția), anrocamente de granit; *4* — Amburlao (Filipine), roci metamorfice și diorite; *5* — Matmark (Elveția), material din morenă; *6* — Curbă granulometrică ideală după Talbot ($n=0,15$ pînă la $n=0,55$); d_{max} 1,00 m (29); *7* — Curba ideală a lui Fuller ($n=0,50$; $d_{max}=1,00$ m); *8* — Gepatsch, gnaise oculare (Austria); *9* — Mont — Cenis, șisturi calcaroase

Unghiul taluzurilor barajelor de anrocamente se determină în funcție de:

— înălțimea barajului;

— caracteristicile pietrei folosite, modul de punere în operă și procentul de goluri în umplutura realizată;

— caracterul terenului de fundație;

— tipul ecranului propus;

— forțele care acționează asupra barajului.

Unghiul taluzului barajului este determinat în primul rînd de unghiul de taluz natural al umpluturii de piatră care depinde de granulozitatea acesteia și de modul de punere în operă. La unele baraje de acest tip apare în profilul transversal o zonare a materialului atît în ceea ce privește granulozitatea cît și în ceea ce privește tehnologia de punere în operă.

În condiții obișnuite taluzurile avînd unghiuri egale sau mai mici ca unghiul taluzului natural al umpluturii sînt stabile.

Pentru a creia un sprijin cît mai stabil pentru ecran, ca și pentru a da taluzului panta dorită se execută, în zona taluzului amonte, o zidărie uscată din blocuri cu forme cît mai regulate avînd greutăți ce pot ajunge la 2—3 t în funcție de mecanizarea adoptată.

Grosimea acestei zidării, depinzînd de sarcina hidrostatică, variază între 3 şi 7 m. Conform normelor sovietice, prezenţa acestei zidării permite mărirea unghiului la taluz cu 5—10% peste unghiul taluzului natural al umpluturii [37].

În aceste condiţii, taluzul amonte al barajelor din anrocamente cu ecran variază între 1 : 0,9 şi 1 : 1,4, iar taluzul aval se execută cu pante cuprinse între 1 : 1,2 şi 1 : 1,5 în cazul fundaţiilor stabile şi 1 : 1,4—1 : 2 în cazul fundaţiilor mai puţin stabile.

La unele din barajele înalte de acest tip s-a adoptat un taluz variabil cu înălţimea barajului.

În fig. X.95 sînt prezentate profilurile transversale ale unor baraje înalte de acest tip.

Ecranul impermeabil amplasat pe taluzul amonte se confecţionează din beton armat, beton asfaltic sau în cazuri mai rare din oţel.

4.3.3.1. *Ecrane de beton armat.* Ecranele de beton armat au avut cea mai largă utilizare, construindu-se în funcţie de înălţimea barajului şi tasările prevăzute sub forma ecranelor semirigide şi a ecranelor flexibile.

Ecranele semirigide, folosite în cele mai multe cazuri, sînt alcătuite dintr-un rînd de plăci de beton armat care se sprijină pe zidăria uscată, fie prin intermediul unor grinzi, fie direct, fie prin intermediul unui beton de egalizare.

Grosimea plăcilor variază cu sarcina hidrostatică ce le solicită între 0,30 şi 0,80 m.

Armarea plăcilor se face cu plase cu ochiuri pătrate dispuse pe un rînd sau pe două rînduri (armare dublă), în funcţie de sarcina hidrostatică, procentul de armare curent fiind de circa 0,5%.

Rosturile orizontale între plăci, dispuse la distanţe variind între 6 şi 20 m sînt rosturi permanente, etanşate cu o tolă de cupru sau oţel inoxidabil sau cu benzi de cauciuc de tip Sika şi umplute apoi cu un mastic bituminos (fig. X.96). Pe linia de cea mai mare pantă sînt realizate similar rosturile verticale dispuse la distanţe variind între 12 şi 20 m. Deschiderea rosturilor variază între 12 şi 50 mm.

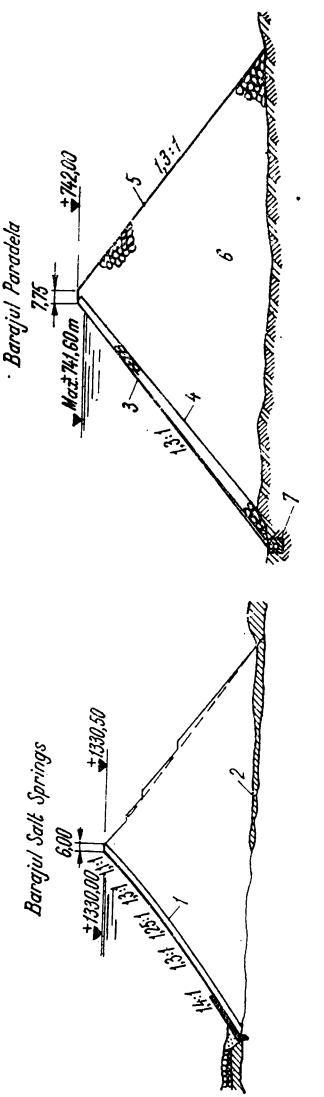


Fig. X.95. Profilurile transversale ale unor baraje din anrocamente cu ecran din materiale nepămîntoase:
1 — zidărie uscată; *2* — bulgări compactaţi; *3* — ecran din beton armat; *4* — placaj de piatră; *5* — zidărie uscată; *6* — anrocamente descărcate în vrac; *7* — vatră.

Se folosesc betoane cu mărci superioare lui B 200 cu agregate de rîu sau de concasare la care se urmăreşte realizarea unei impermeabilităţi ridicate prin asigurarea compactităţii betonului.

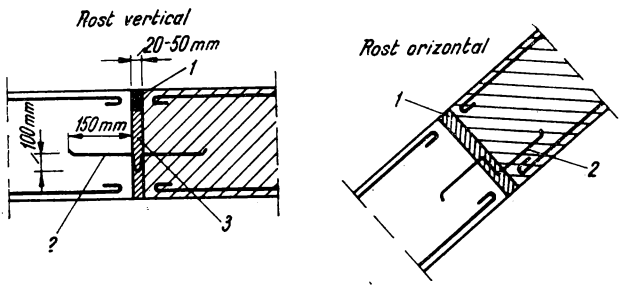
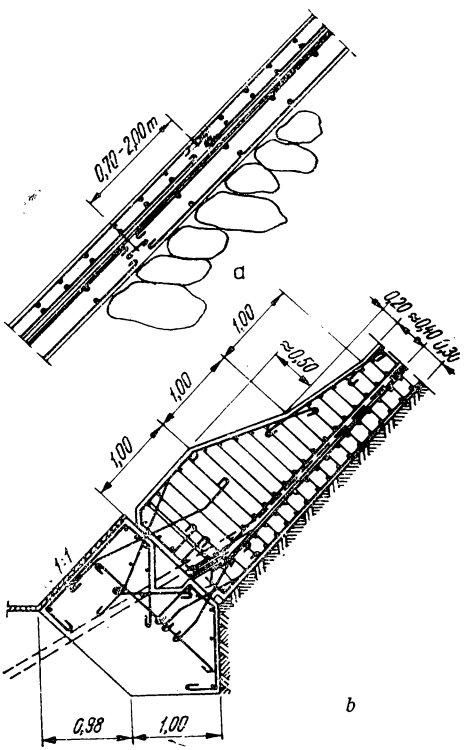


Fig. X.96. Rosturi la ecranele de beton armat:
1 — mastic bituminos; *2* — tablă din cupru; *3* — bitum filerizat.



Ecranele flexibile se realizează din mai multe plăci suprapuse de beton armat, despărţite între ele prin şape de bitum pentru a le permite deplasarea independentă. Rosturile unui strat de plăci sînt acoperite de cîmpurile stratului suprapus.

Acest ecran prezintă o flexibilitate mult sporită fiind indicat la lucrările la care se aşteaptă tasări importante (fig. X.97).

Legătura între ecran şi fundaţie se realizează printr-un pinten sau vatră, din care sînt prezentate cîteva exemple în fig. X.98.

În unele cazuri această vatră este executată sub forma unei galerii de vizitare şi drenaj care permite şi executarea înjecţiilor independent de programul de umpluturi.

Legătura între ecran şi vatră se realizează sub forma unei articulaţii (mai ales în cadrul executării rostului perimetral), sau sub formă semirigidă (tăiată; fig. X.98).

Fig. X.79. Ecrane flexibile de beton armat:
a — dispoziţia rosturilor orizontale; *b* — legătura cu vatra.

În unele cazuri în lungul rostului perimetral se realizează primul rînd de plăci de dimensiuni mai mici, care măresc flexibilitatea ecranului.

În tabelul X.9 sînt prezentate caracteristicile ecranelor de beton armat realizate la cîteva baraje înalte de anrocamente.

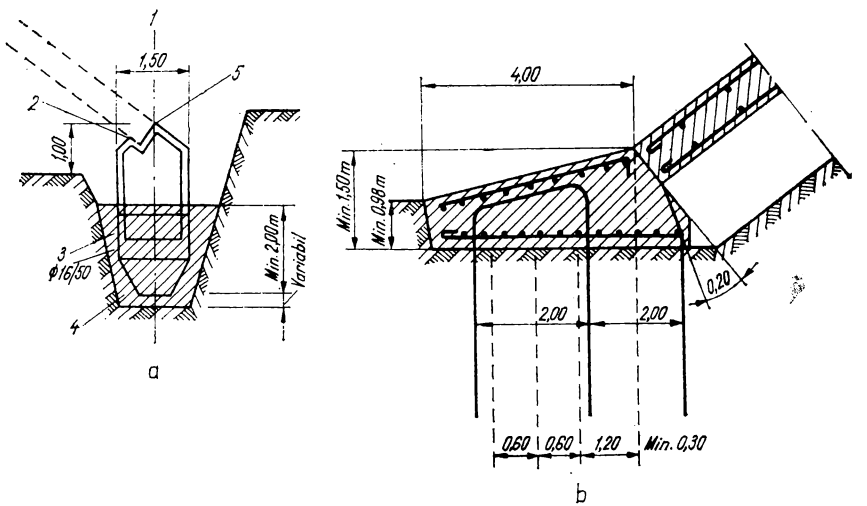


Fig. X.98. Construcții de legătură între ecran și fundație:
1 — axa zidului de vatră; *2* — două foi de neopren de 6 mm; *3* — armături Ø 16 ... Ø 50; *4* — zidul de vatră armat; *5* — watterstop *A* (lamă de etanșeitate).

Se consideră că durata în serviciu a unui astfel de ecran este, în funcție de zona climatică a amplasamentului, între 40 și 60 ani.

4.3.3.2. *Ecrane de betoane asfaltice.* Ecranele de betoane asfaltice, considerate în prezent drept cea mai modernă soluție, au apărut și s-au dezvoltat în special pentru barajele de anrocamente cu înălțimi pînă la 60—80 m. În afară de un cost și de o durată de execuție mai redusă, ecranele de betoane asfaltice prezintă o capacitate mai mare de acomodare la deformațiile barajului, ca și posibilități de închidere a eventualelor fisuri (datorită curgerii lente a betonului asfaltic), de întreținere și remediere a eventualelor degradări.

Printre dezavantaje se menționează fenomenul de îmbătrînire în timp a bitumului care atrage o reducere sensibilă a plasticității ecranului.

Necesitatea compactării stratului de beton asfaltic pînă la reducerea golurilor de aer la 2—5% impune creierea unui strat suport suficient de rigid și în același timp drenant, folosindu-se în acest scop un pat de beton, zidărie sau în ultimul timp anrocamente foarte bine compactate.

Alegerea bitumului se face în funcție de temperatura medie a amplasamentului, iar curba granulometrică a agregatului trebuie să fie cît mai continuă, diametrul maxim al granulelor nedepășind 30 mm. Se utilizează atît agregatele de rîu (rulate) cît și agregatele

Date asupra unor baraje de anrocamente

Barajul şi ţara	Tipul de baraj / Tipul de mască	Anul terminării construcţiei	Caracteristicile barajului: Înălţimea, m	Caracteristicile barajului: Panta taluzurilor: Amonte	Caracteristicile barajului: Panta taluzurilor: Aval	Caracteristicile zidăriei uscate: Grosimea m măsurat normal	Caracteristicile zidăriei uscate: Volumul m³
Paradela Portugalia	Anrocamente basculate Beton armat	1958	110	1 : 1,30	1 : 1,40	3,00 + 0,05 H	—
Salt Springs S.U.A.	Anrocamente în vrac Beton armat	1931	100	1 : 1,10 1 : 1,40	1 : 1,40	5,00	172 000
Lower Bear River nr. 1 S.U.A.	Anrocamente în vrac Beton armat	1952	80	1 : 1,30	1 : 1,40	3,50 — 60,00	68 000
Lower Bear River nr. 2 S.U.A.	Anrocamente în vrac Beton armat	1952	52	1 : 1	1 : 1,30	3,50 — 50,00	33 000
Candes Franţa	Anrocamente compactate Beton armat	1966	46	1 : 1,30 1 : 1,40 1 : 1,50	1 : 1,30	0,80 — 1,20	20 000

de concasaj, care sînt în unele cazuri recomandate [41]. Liantul organic, bitumul, reprezintă 8—10% din greutatea agregatului inclusiv filerul.

Execuţia unui ecran etanş pe paramentul amonte se face în mod curent din două straturi, fără ca rosturile de lucru ale celor două straturi să coincidă, al doilea strat fiind aplicat după răcirea şi întărirea completă a primului. Între cele două straturi se aplică un strat (o vopsire) de legătură folosind un bitum foarte dur, în proporţia de 500 g bitum/m² tăiat cu un solvent foarte volatil.

Deşi în unele cazuri s-au executat şi ecrane mai groase, se consideră că în condiţiile unei execuţii atente, o grosime totală de ecran bituminos de 8—12 cm este suficientă în

Tabelul X.9

cu ecran de beton armat

Caracteristicile ecranului impermeabil					
Pintenul ecranului	Grosimea plăcii, m	Distanțele dintre rosturile orizontale, m	Distanța dintre rosturile verticale	Dozajul de ciment, kg/m³	Armăturile ecranului
Galerie de vizitare 1,70 × 2,50 m	0,30 + 0,00735 H	10,00—15,00	15,00	300 Agregat de concasare	Jumătatea inferioară dublu armată Jumătatea superioară simplu armată $p = 0{,}50\%$
Cu pinten simplu	0,30—1,00	8,00—15,00	15,00	330	—
Cu pinten simplu	0,30 + 0,0063 *H*	—	—	—	Armare pe un singur rînd în două direcții cu $p = 0{,}50\%$
Cu pinten simplu	0,30—1,00	—	—	—	Idem
Simplu încastrat pe circa 2,00 m	0,40—0,50	6,38—12,30	13,00	325 Agregat de rîu	Simplu armat 3 Ø 32 — 25 TOR/m

cazul barajelor pînă la 60 m înălțime. Consumul specific de beton asfaltic variază în aceste condiții, între 190—290 kg/m² de ecran.

În cele mai multe cazuri betonul asfaltic se toarnă cald cu ajutorul utilajelor similare celor rutiere. Compactarea straturilor nu trebuie să înceapă pe un beton prea cald și nici, mai ales, să se continue pe un beton prea rece, în care, sub sarcina ruloului pot apare fisuri. Compactarea se face cu ajutorul rulourilor trase cu cabluri de pe coronament, folosindu-se :

— 18—20 treceri în cazul rulourilor statice de circa 5 t ;
— 4 treceri în cazul rulourilor vibratoare de circa 2 t.

Vibrarea se practică numai în timpul ridicării ruloului pe taluz, coborîrea făcîndu-se fără vibrare.

După cilindrarea ultimului strat se aplică o emulsie de finisaj (300—800 g/m²).

O atenție deosebită trebuie acordată închiderii rosturilor de lucru.

Ecranul de beton asfaltic se sprijină, la contactul dintre taluz și teren, pe un pinten sau pe o vatră special construită.

Împotriva expunerii la intemperii ca și a acțiunii mecanice a gheții, unele ecrane bituminoase au fost protejate cu plăci de beton armat sau au fost acoperite cu un strat de balast. La unele baraje germane s-a renunțat însă la această protecție.

4.3.3.3. *Ecrane de oțel.* Ecranele din tole de oțel prezintă avantajul unei etanșări complete și a unei deformabilități mari fără pericol de rupturi, alături de o întreținere ușoară și o durată mare de exploatare. Executate la începutul secolului prin nituire și în ultimul timp la cîteva baraje prin sudură (Salazar — 70 m, 1948; Rio Lagartijo — 27 m, 1960), aceste ecrane constau dintr-o tolă de oțel aliat cu cupru, cu grosimea de circa 6 mm așezată pe un pat de beton prevăzut cu drenuri.

Tola este prevăzută cu rosturi compensatoare dispuse pe linia de cea mai mare pantă la distanțe de 15—20 m. Ancorajele speciale creiază legătura între tolă și corpul barajului.

În țara noastră, barajul Văliug, construit în anii 1948—1952 cu un ecran metalic, a dat rezultate satisfăcătoare în cei aproape 20 ani de exploatare.

4.3.3.4. *Ecrane din alte materiale.* Printre ecranele din alte materiale se menționează ecranele de lemn, construite în trecut în regiunile bogate în lemn. Realizate din dulapi, aceste ecrane, în condițiile menținerii sub nivelul apei, au dat rezultate mulțumitoare mai ales în cazul impregnării cu substanțe antiseptice și a vopsirii cu substanțe hidroizolante.

Mai moderne, însă încă insuficient experimentate, masele plastice sub forma foliilor de polietilenă sau a foliilor de policlorură de vinil cu grosimi de 0,10/1,50 mm așezate între straturi de protecție au fost experimentate la cîteva lucrări în America și Italia.

Pînă în prezent, principalele dificultăți constau în fenomenul relativ rapid de îmbătrînire a foliei și în dificultățile de realizare a unei lipituri etanșe.

4.3.3.5. *Diafragme.* Diafragmele sînt elemente de impermeabilizare realizate din aceleași materiale ca și ecranele și dispuse aproximativ în centrul secțiunii transversale, ceea ce le conferă unele avantaje ca: volum mai redus, protecție la intemperii datorită prismelor laterale, legătură mai comodă cu elementele de impermeabilizare ale fundației.

Dezavantajele diafragmelor provin din dificultățile de a le construi pe măsura creșterii barajului cu asigurarea continuității, ca și din deformațiile ce apar ca urmare a presiunilor inegale pe cele două fețe.

Soluția diafragmelor de beton armat articulate la rostul de legătură cu vatra (fundația) este mai puțin utilizată în prezent. (Merriman, S.U.A., 1947; Tiefon, S.U.A., 1923.) Dintre diafragmele utilizate în ultimul timp se menționează cele cu tolă metalică ondulată (Bever, Schwammenukel, R. F. G., Heart Lake-1954, S.U.A.) și pe cele realizate din beton asfaltic (Vordamm Bremke 1962, Dhün 1963 în R.F.G. și Vale de Gaio 1962 în Portugalia).

Diafragmele de beton asfaltic prezintă unele din avantajele ecranelor din același material. Ele se realizează cu grosimi de 40—80 cm în straturi de 20—30 cm concomitent cu zonele alăturate în care betonul asfaltic pătrunde pe 5—10 cm.

4.3.4. **Baraje din anrocamente cu elemente de impermeabilizare de pămînt.** Soluția barajelor de anrocamente cu elemente de impermeabilizare de pămînturi în general coezive este adoptată în cazul:

— unei înălțimi mari a barajului la care realizarea unui ecran de beton armat sau beton asfaltic este dificilă;

— unei fundații compresibile, susceptibilă de tasări importante sub sarcină;

— existenței unor depozite de materiale pămîntoase impermeabile corespunzătoare calitativ situate în apropierea amplasamentului.

După poziția și dimensiunile elementului impermeabil barajele de acest fel pot fi împărțite în 3 tipuri principale:

— baraje cu ecran de materiale pămîntoase amplasat în zona paramentului amonte (fig. X.99);

— baraje cu nucleu central de materiale pămîntoase (fig. X.100);

— baraje cu nucleu înclinat de materiale pămîntoase (fig. X.101).

Fiecare din aceste tipuri prezintă unele avantaje specifice în construcție și exploatare dintre care se enumeră:

— *barajele cu ecrane care oferă:*

— posibilitatea executării anrocamentului înainte de executarea ecranului ceea ce reprezintă un avantaj în zonele cu un sezon scurt de lucru la materiale pămîntoase coezive;

— posibilitatea executării anrocamentului independent de lucrările de injectare a fundației chiar fără o galerie de injecții;

— posibilitatea executării barajului în unele condiții, fără devierea apei, prin turnarea materialului de nucleu în apă;

— *barajele cu nucleu central care oferă*: avantajul unui volum total de lucrări mai mic ca în cazul barajului cu ecran;

— posibilitatea unei racordări mai bune cu versanții abrupți și cu elemente de beton;

— nucleul prezintă un pericol mai mic de avariere în cazul tasărilor neuniforme ale barajului;

— *barajele cu nucleu înclinat* prezintă unele avantaje comune celor două tipuri analizate mai înainte.

4.3.5. **Dimensionarea barajelor.** Barajele din această categorie au elementele de rezistență (prismele laterale, prismul de sprijin) realizat din anrocamente care reprezintă cel puțin jumătate din aria secțiunii transversale.

Stabilirea cotei și lățimii coronamentului se face pe considerentele prezentate pentru barajele de pămînt

Taluzurile barajului depind de poziția și dimensiunile elementului de impermeabilizare, de natura materialului de impermeabilizare folosit ca și de natura și granulozitatea anrocamentului.

Din elementele barajelor executate, rezultă că taluzurile folosite pentru cele trei tipuri au avut valorile cuprinse în tabelul X.10.

Elementele impermeabile sînt realizate atît din materiale fine de tipul nisipurilor argiloase prăfoase, ca cele întîlnite la unele baraje americane, cît și din materiale mai grosiere care conțin însă o cantitate suficientă de particule fine pentru a asigura coeficienți de permeabilitate convenabili. Astfel, la barajul Mont Cenis a fost folosit un material aluvionar — glaciar la care fracțiunea ce trecea prin ciurul de 150 mm avea o curbă granulometrică caracterizată prin $d_{15} \approx 0{,}10$ mm și $d_{55} \approx 50$ mm corespunzătoare unei valori $k = 10^{-5}$ cm/s. ... 10^{-7} cm/s.

În alte cazuri (Gepatsch, Göschenenalp — Elveția) obținerea unui material apt pentru nucleu necesită ameliorări prin adăugiri de materiale impermeabile (bentonită, opalit etc.).

Dimensionarea elementelor impermeabile se face ținînd seama atît de caracteristicile geotehnice ale materialului folosit cît și de natura și configurația fundației.

În general, pentru nuclee se consideră că o grosime de 30—50% din înălțimea coloanei de apă asigură impermeabilizarea construcției pentru orice înălțime de baraj sau de material folosit. Nucleele mai subțiri reprezentînd 15—20% din înălțimea coloanei de apă, pot fi considerate satisfăcătoare în cazul în care atît la alegerea materialului cît și

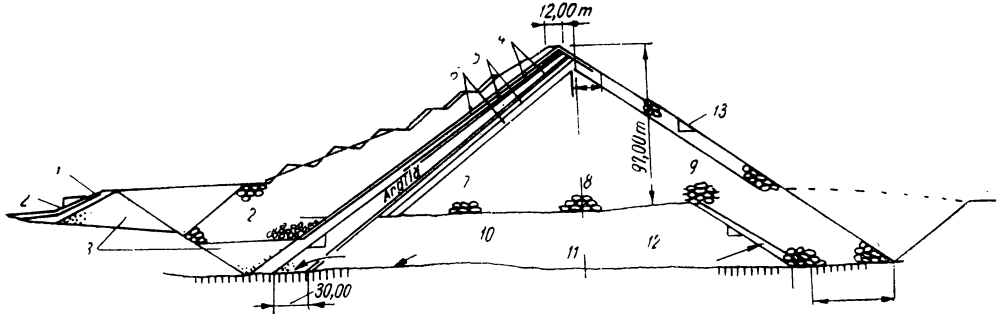


Fig. X.99. Barajul Brownlee (S.U.A., 1958) din anrocamente cu ecran în zona paramentului amonte:
1 – argilă; *2* – anrocamente; *3* – batardou din material excavat; *4* – filtrul *1*; *5* – filtrul *2*; *6* – filtrul *3*; *7, 8, 9* – anrocamente mici, respectiv mijlocii, respectiv mari; *10* – nisip; *11* – balast; *12* – bolovani; *13* – panta naturală a anrocamentelor descărcate în vrac.

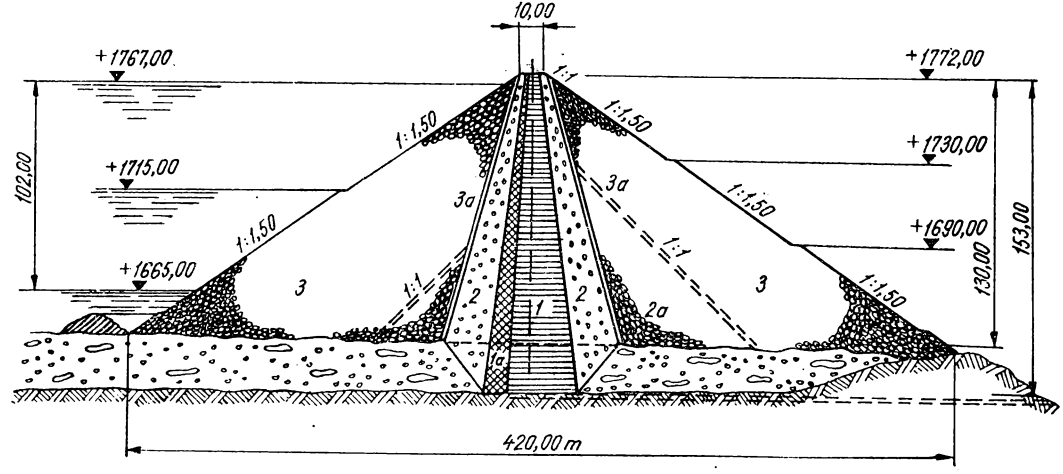


Fig. X.100. Baraj de anrocamente cu nucleu central din materiale pământoase (Gepatsch):
1 – nucleu impermeabil (deluviu de pantă şi material argilos de morenă); *1 a* nucleu impermeabil (ca la punctul *1* cu adaos de 1% bentonită); *2* – zonă de tranziţie (aluviuni); *2a* – zonă de extindere posibilă a zonei de tranziţie *2*; *3* – prisme laterale (anrocamente); *3a* – zona de racordare la prismele laterale (anrocamente mărunte).

la execuţia nucleului şi zonelor de filtru se iau măsuri mai exigente. Nucleele cu grosimi de circa $10^0/_0$ din înălţimea coloanei de apă pot fi acceptate numai în cazurile în care debitul infiltrat nu pericliteză stabilitatea construcţiei.

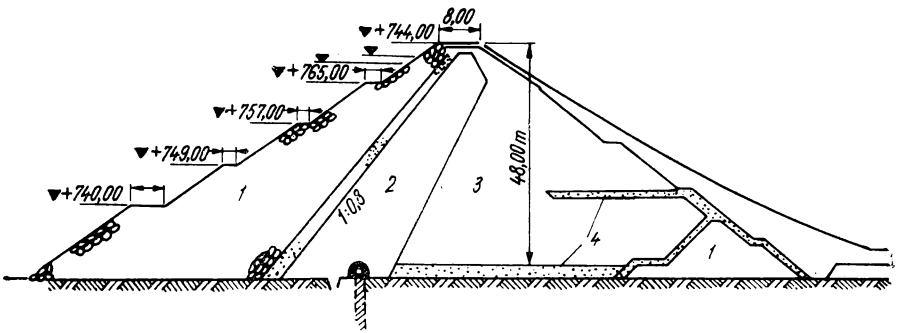


Fig. X.101. Baraj de anrocamente cu nucleu central înclinat :
1 — anrocamente mari; *2* — argilă; *3* — roci mai compactate; *4* — drenuri.

Pentru ecrane, grosimile adoptate sînt în general similare celor de la barajele de pămînt.

Tabelul X.10

Valorile unor taluzuri

Tipul de baraj	Talazul amonte	Talazul aval
Baraj cu ecran din materiale pămîntoase	1:2,20 — 1:2,50	1:1,40 — 1:1,80
Baraj cu nucleu central din materiale pămîntoase	1:2,00	1:2,00
Baraj cu nucleu înclinat din materiale pămîntoase	1:2,50	1:2,00

Legătura dintre elementul impermeabil şi fundaţie se face prin construcţiile analizate la barajele de pămînt urmărindu-se ca lungimea de contact între element (nucleu, ecran) şi fundaţie L să respecte faţă de sarcina hidrostatică H, relaţia :

$$\frac{H}{L} \geqslant 2{,}50.$$

Dimensionarea filtrelor se face, în cazul barajelor de anrocamente, după aceleaşi reguli ca şi la barajele de pămînt acordîndu-se o atenţie sporită eşalonării granulometrice a diferitelor straturi. În unele cazuri elementele de impermeabilizare mărginite de filtre sînt protejate împotriva efectului tasărilor diferenţiate prin zone de tranziţie alcătuite din balasturi sau anrocamente cu dimensiuni mai mici, iar în alte cazuri din materiale obţinute din excavaţii utile, calitativ inferioare prismelor laterale.

Grosimea constructivă minimă, atît a elementelor impermeabile cît şi a zonelor de filtru, în condiţiile unei execuţii complet mecanizate, este de circa 3 m.

Stabilitatea barajelor cu elemente de impermeabilizare din pămînt se verifică fie prin metoda suprafeţelor cilindrice de alunecare (metoda fîşiilor), fie prin metoda suprafeţelor plane de alunecare (alunecarea în bloc). Alegerea suprafeţelor de alunecare se face ţinînd seama de natura şi caracteristicile geotehnice ale materialelor din diferitele zone ale barajului şi fundaţiei, şi de posibilităţile de apariţie a alunecărilor. În general, deşi rezultatele variază în funcţie de metoda de calcul adoptată, un coeficient de siguranţă la alunecare de 1,5, în condiţiile exploatării cu lacul plin, este considerat satisfăcător.

4.2.7. **Metode de execuţie a barajelor de anrocamente.** În realizarea barajelor de anrocamente s-au folosit două metode principale de execuţie :

— metoda descărcării materialului în vrac în straturi cu înălţimi variind curent între 10 şi 20 m urmate în general de o îndesare prin stropire cu un jet de apă sub presiune ;

— metoda aşternerii materialului în straturi subţiri şi a compactării acestora prin mijloace mecanice, asemănătoare execuţiei barajelor de pămînt.

Metoda descărcării materialului în vrac, folosită în mod larg în realizarea unui mare număr de baraje americane, constă în aducerea materialului cu mijloace de transport şi descărcarea lui pe taluz de la înălţimi de 10—20 m cu stropirea concomitentă a anrocamentelor cu apă sub presiune. În timpul descărcării blocurile mari se rostogolesc pînă la baza taluzului realizînd prin şocul produs un efect de compactare asupra stratului inferior, dar putînd provoca şi o sfărîmare a blocurilor de rocă, în cazul unor înălţimi de cădere prea mari. Udarea cu apă sub presiunea de 6—7 at în cantităţi de 2—5 m^3, apă/m^3 anrocament, are ca efect atît o antrenare a fracţiunilor fine, rămase în general în partea superioară a taluzului, pentru a umple golurile dintre blocurile mari, cît şi o reducere a rezistenţei la strivire a pietrei prin saturare cu apă. În acest fel, realizîndu-se o strivire a punctelor de contact dintre blocuri, se reduce tasarea ulterioară, obţinîndu-se o aşezare mai compactă.

Metoda necesită un material de bună calitate, cu rezistenţe la compresiune mari şi o granulozitate uniformă pentru a nu favoriza segregările în timpul descărcării.

Metoda aşternerii materialului în straturi subţiri constă în transportul şi descărcarea materialului pe suprafaţa stratului anterior, în nivelarea lui în grosimi de 0,30—2,00 m şi în compactarea acestuia cu mijloace mecanice. În multe cazuri se procedează la o udare a stratului ce se compactează, folosindu-se 0,10—0,50 $m^3 \cdot$apă/m^3. anrocament.

Şi în acest caz, udarea conduce la o reducere a rezistenţei la compresiune, punctele de contact strivindu-se încă în timpul procesului de compactare. Experienţa barajelor suedeze indică tasări de circa 2—4% pentru volumele executate în timp de iarnă, fără stropire, faţă de circa 1% pentru volumele executate vara la care s-a aplicat stropirea.

Stropirea are de asemenea rolul de a îndepărta materialul fin de la suprafaţa stratului compactat, contribuind astfel la o mai bună legătură între straturile succesive, fiind cu atît mai necesară cu cît barajul are înălţime mai mare şi cu cît anrocamentele conţin o cantitate mai mare de fin. Cu toate acestea se cunosc cazuri în care s-a renunţat la udare (Cougar, Gepatsch, Infernillo).

Dimensiunea maximă admisibilă a blocurilor reprezintă 0,75—0,80 din grosimea stratului așternut.

Dintre utilajele recomandate pentru compactarea anrocamentelor se menționează:

— rulourile vibratoare grele (5—10 t), care pot compacta straturi de 0,60—2,00 m prin 4—6 treceri, ca în cazul barajelor Mont Cenis, Gepatsch, Cougar, Oroville, Akosombo etc.

— rulourile grele pe pneuri (50 t), care pot compacta straturi de grosimi pînă la 1 m prin 6—8 treceri, ca în cazul barajelor Summersville, Lewis Smith, Kokin Brod etc.;

— plăcile vibratoare grele sau maiurile grele, acționate de macarale care pot compacta straturi de circa 0,50 m, ca în cazul unor baraje germane (Bigge).

La o serie de baraje efectul de compactare a fost obținut prin circulația dirijată pe suprafața de depunere a utilajelor grele de transport și împrăștiere (Infernillo, Assuan, Miboro).

În general se poate afirma că metoda compactării în straturi subțiri conduce la un volum de goluri mai mic în rambleu (22—27%), față de metoda descărcării în vrac și compactare hidraulică la care volumul de goluri variază între 25—32%.

În prezent se utilizează atît metoda compactării în straturi subțiri cît și metoda descărcării în vrac și, în unele cazuri, în cadru aceluiași baraj se utilizează ambele metode pentru diferite zone sau diferite faze ale execuției.

În majoritatea cazurilor, barajele de anrocamente se execută în incinte puse la uscat cu ajutorul batardourilor. Există însă cazuri în care se poate admite, în anumite limite, deversarea apelor mari peste umpluturile dintr-o primă fază de execuție. În special la barajele cu ecran de beton armat sau beton asfaltic, admiterea unei deversări mici poate avea un efect economic apreciabil prin reducerea lucrărilor de deviere.

Dintre metodele de execuție mai puțin utilizate se menționează metoda descărcării anrocamentelor în apă și metoda executării barajului de anrocamente prin explozii, atunci cînd configurația versanților și natura rocii sînt favorabile acestei metode.

4.2.8. **Deformațiile barajelor de anrocamente.** Sub influența greutății proprii și a sarcinilor exterioare, barajele din anrocamente suferă deformații atît în timpul construcției cît și în exploatare.

Printre factorii importanți care influențează mărimea deformațiilor menționăm:

— tipul și poziția elementului de impermeabilizare;
— înălțimea straturilor în care a fost depus materialul din corpul barajului;
— metoda de compactare și compactitatea realizată;
— cantitatea de apă folosită în udarea anrocamentelor;
— forma, dimensiunile, granulometria și proprietățile mecanice ale anrocamentului
— natura fundației și gradul de compresibilitate a acesteia;
— înclinarea versanților;
— variația nivelului apei în lac;
— deformațiile generale ale zonei lacului în urma umplerii acestuia;
— deformații în urma fenomenelor seismice.

Ținînd seama de desfășurarea lor, deformațiile se pot împărți în:

— deformații în timpul construcției;
— deformații după terminarea construcției.

Principalele deformații ce apar în timpul construcției sînt ca și la barajele de pămînt deformațiile verticale (tasările) datorite atît compresibilității fundației cît și comprimării umpluturii sub greutatea proprie. Spre deosebire însă de barajele de pămînt, o mare parte a tasării totale a umpluturii din anrocamente se produce în timpul construcției.

Deformațiile ce apar după terminarea construcției sînt atît tasări cît și deplasări ale coronamentului pe direcția amonte aval și în lungul acestuia.

Principalele deformații apar în primul an de exploatare urmînd în linii mari, umplerii lacului, după care, în timp deformațiile scad.

Atunci cînd creșterea anuală a tasărilor reprezintă mai puțin de 0,02% din înălțimea barajului (2 cm pentru 100 m) se consideră că barajul a suportat tasarea totală efectivă.

Tasarea totală efectivă a fost estimată în trecut ca reprezentînd 0,01 din înălțimea barajului. Această valoare este în general acoperitoare pentru barajele cu înălțimi sub 100 m.

În cazul barajelor de anrocamente foarte înalte studiile și măsurătorile recente au arătat că tasarea totală se poate aprecia prin relația: $S = 0{,}001\ H^{3/2}$.

În corpul unui baraj din anrocamente, tasarea maximă a ecranului impermeabil apare la mijlocul înălțimii și este mai mare decît tasarea coronamentului.

Deplasarea coronamentului pe direcția amonte-aval apare în special după umplerea rezervorului și reprezintă în medie circa 50% din deplasările verticale.

Deplasările în lungul coronamentului sînt în general influențate de direcția și ritmul depunerii ca și de înclinarea versanților fiind în general mai mici decît deplasările amonte-aval.

5. BARAJE DE PĂMÎNT ȘI ANROCAMENTE

Din categoria barajelor din pămînt și anrocamente fac parte barajele la care în secțiunea transversală suprafața ocupată de anrocamente este mai mică de jumătate din aria întregii secțiuni.

Din această categorie fac parte barajele cu batardouri mari din anrocamente (fig. X.102) și barajele cu protecții groase ale paramenților (fig. X.103).

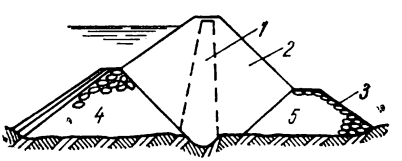


Fig. X.102. Baraj de pămînt și anrocamente:

1 — nucleu de argilă; *2* — umplutură de aluviuni; *3*, —*4* batardou aval respectiv amonte din anrocamente.

Fig. X.103. Baraj de pămînt și anrocamente de la Rose Valley (Canada):

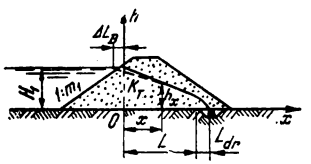
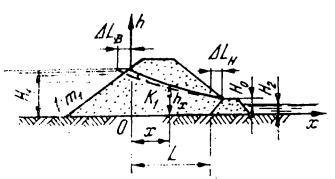
1 — straturi permeabile; *2* — strat impermiabil.

Existînd o largă posibilitate de combinare a anrocamentelor cu pămîntul, în funcție de condițiile locale, aceste baraje se execută ca și barajele de pămînt prin cilindrare în straturi relativ subțiri.

Din punct de vedere a comportării statice, a infiltrației prin corpul barajului etc., barajele de pămînt și anrocamente sînt mult asemănătoare barajelor de pămînt.

ANEXA 1

Relații de calcul pentru determinarea curbei de infiltrație

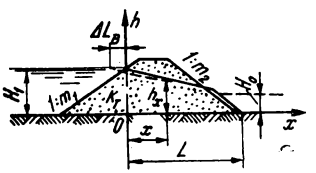
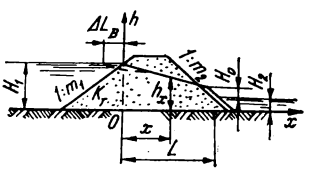
Tipul barajului	Calcul
1. *Baraj omogen cu drenaj tubular* 	$\frac{q}{K_T} = \frac{H_1^2}{2L_p}$, 1) unde: $L_p = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = \beta_B H_1$. $\beta_B = \frac{m_1}{2m_1+1}$ (pentru $m_1 \geqslant 2\beta_B \approx 0{,}40$); $h_x = \sqrt{2\frac{q}{K_T}(L-x+L_{dr})}$, unde: $L_{dr} = 0{,}5\frac{q}{K_T}$ $h_x \geqslant H_1 - \frac{q}{K_T}$.
2. *Baraj omogen cu prism de drenaj* 	$\frac{q}{K_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p}$ unde: $L_p = L + \Delta L_B + \Delta L_H$; $\Delta L_B = \beta_B H_1$; $\Delta L_H = \frac{m_1' H_2}{3}$, $H_0 = f(m_1')\frac{q}{K_T} - H_2$, unde: $f(m_1')$:

m_1'	0	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50
$f(m_1')$	0,74	0,51	0,36	0,28	0,22	0,18

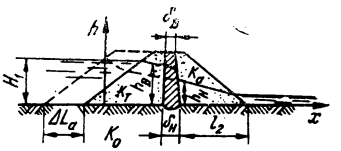
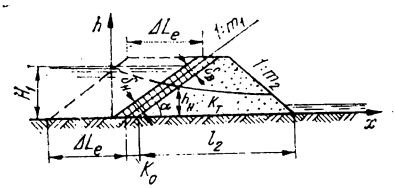
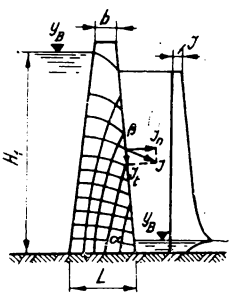
$f(m_1')\frac{q}{K_T} \leqslant H_2$; $H_0 = 0$,

1) K_1 din fig. de la barajul **omogen cu prism** de drenaj este egal cu K_T din formule.

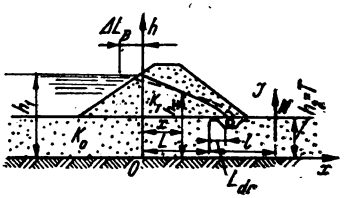
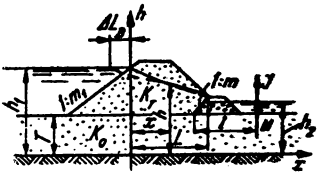
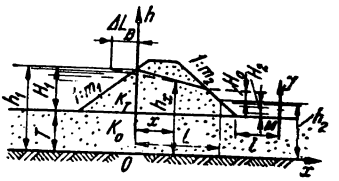
(continuare)

Tipul barajului	Calcul
	$h_x = \sqrt{2\frac{q}{K_T}(L - x + \Delta L_H) + (H_2 + H_0)^2}$; $h_x \leqslant H_1 - \frac{q}{K_T}$; $h_x \leqslant H_2 + \frac{q}{K_T}$.
3. *Baraj omogen cu bancheță de drenaj* 	$\frac{q}{K_T} = \frac{H_1^2}{L_p + \sqrt{L_p^2 - m_2^2 H_1^2}}$, unde : $L_p = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = \beta_B H_1$; $H_0 = f(m_2)\frac{q}{K_T}$; $m_2 \geqslant 1$; $f(m)^2 = 0{,}50 + m_2$; $m_2 < 1$; $f(m_2) = 0{,}70 + 0{,}80\ m_2$. $h_x = \sqrt{2\frac{q}{K_T}(L - x - m_2 H_0) + H_0^2}$; $h_x \geqslant H_1 - \frac{q}{K_T}$.
4. *Baraj omogen cu bancheță de drenaj* 	$\frac{q}{K_T} = \frac{H_1^2 - H_2^2}{2L_p}$, unde : $L_p = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = \beta_B H_1$. $H_0 = a + \sqrt{a^2 + \frac{m_2}{2f(m_2)} H_2 \cdot \frac{q}{K_T}}$, unde : $a = 0{,}50\ f(m_2)\frac{q}{K_T} - 0{,}50\left\{1 + \right.$ $\left. + \frac{m_2}{2[f(m_2)]^2}\right\} H_2$. $h_x = \sqrt{2\frac{q}{K_T}(L - x - m_2 H_0) + (H_2 + H_0)^2}$; $h_x \geqslant H_1 - \frac{q}{K_T}$.

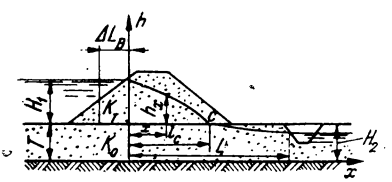
(continuare)

Tipul barajului	Calcul
5. *Baraj cu nucleu central* 	a) $\Delta L_a = \frac{K_T}{K'_a}\delta\,;\quad \delta = \frac{\delta_B + \delta_H}{2}\,;$ $K' = K + \frac{2K_0\delta}{\pi\,(h_B+h_H)}\,\mathrm{arch}\left(\frac{2l_2}{\delta_H}\right).$
6. *Baraj cu ecran* 	b) $\Delta L_e = \frac{K_T}{K'_e}\sin\alpha\,\delta_e\,;\ \delta_e = \frac{\delta_B + \delta_H}{2}\,;$ $K'_e = K_e + \frac{2K_0\delta_e}{\pi\,(H_1+h_H)\sin\alpha}\,\mathrm{arc}\,h\left(\frac{2l_2}{\delta_H}\sin\alpha\right).$
7. *Infiltrația prin nucleu* 	$\frac{L}{H_1} < 0{,}50$ $h_0 = 0{,}65\,\frac{b}{1 - \mathrm{tg}\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)}\,.$ $I_t = \sin\alpha\,;$ $I_n = \sin\alpha\,\mathrm{t}_g\,\beta\,;$ $I = \frac{\sin\alpha}{\sin\beta}\,;$ $q = K_T\Omega.$

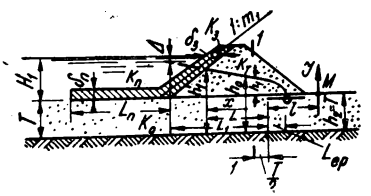
(continuare)

Tipul barajului	Calcul
8. *Baraj omogen cu drenaj tubular pe fundație permeabilă* 	$\frac{q'}{K_T} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_p}$; $L_p = L + \Delta L_B + L_{dr}$; $\Delta L_B = 0{,}4h_1$; $L_{dr} = \frac{(h_1 - h_2)^2}{8L}$. $h_x = \sqrt{2\frac{q}{K_T}(L + L_{dr} - x + 0{,}4h_2) + h_2^2}$; $h_x \leqslant h_2 + \frac{q}{K_T}$.
9. *Baraj omogen cu prism de drenaj pe fundație permeabilă* 	$\frac{q}{K_T} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_p}$; $L_p = L + \Delta L_B + \Delta L_H$; $\Delta L_B = 0{,}4h_1$; $\Delta L_H = 0{,}4h_2$. $h_x = \sqrt{2\frac{q}{K_T}(L - x + 0{,}4h_2) + h_2^2}$; $h_x \leqslant h_2 + \frac{q}{K_T}H$; $h_x \geqslant h_1 - \frac{q}{K_T}$.
10. *Baraj omogen pe fundație permeabilă* 	$\frac{q}{K_T} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_p}$, unde: $L_p = L + \Delta L_B$; $\Delta L_B = 0{,}4h_1$. $H_0 = -a + \sqrt{a^2 + 0{,}45T\left(\frac{q}{K_T} - \frac{1}{m_2}H_2\right)}$, unde: $a = 0{,}5\left[H_2 - m_2\frac{q}{K_T} + T\left(1 + \frac{0{,}4}{m_2} + 0{,}4\frac{T}{L_p}\right)\right]$.

(continuare)

Tipul barajului	Calcul
	$h_x = \sqrt{2\frac{q}{K_T}(L + m_2 H_0 - x) + (h_2 + H_0)^2}$; $h_x \geqslant h_1 - \frac{q}{K_T}$. $J = \frac{1}{T\sqrt{\frac{\pi l}{e^T - 1}}} \cdot \frac{q}{K_T}$, unde: $0{,}01 \leqslant \frac{1}{T} < +\infty$.
11. *Baraj omogen cu şanţ colector în aval* 	$q = K_T \frac{H_1^2}{2(\Delta L_B + l_c)} + K_0 T \frac{H_1}{(\Delta L_B + l_c)}$, unde: $l_e = \frac{\frac{K_0}{K_T}[2H_1 TL - (T^2 - H_2^2)\Delta L_B] + H_1^2 L}{\frac{K_0}{K_T}[2H_1 T + T^2 - H_2^2] + H_1^2}$ a) În partea stîngă a punctului C: $h_x = \sqrt{2\frac{q}{K_T}(l_c - x) + \left(\frac{K_0}{K_T} T\right)^2} - \frac{K_0}{K_T} T$; $\left(h_x + \frac{K_0}{K_T} T\right) \geqslant \left(H_1 + \frac{K_0}{K_T} T\right) - \frac{q}{K_T}$. b) $h_x = \sqrt{T^2 - (T^2 - H_2^2)\frac{x - l_c}{L - l_c}} - T$.

(continuare)

Tipul barajului	Calcul
12. *Baraj cu ecran şi covor impermeabil* 	$q = \frac{K_0 \Delta}{\Phi_j} + \frac{K_e (1 + m_1^2)\, \Delta (2H_1 - \Delta)}{2\delta_e}$, unde: $\Phi = \frac{th\,(aL_n)}{a\,(T - \delta_n)}$; $a = \sqrt{\frac{K_n}{K\delta_n\,(T - \delta_n)}}$; $\Delta = \frac{B - \sqrt{B^2 - AC}}{A}$; unde: $A = \frac{1}{L_1 + \Delta L_H} + \frac{K_e (1 + m_1^2)}{K_0 \delta_e}$.

BIBLIOGRAFIE

1. Grişin, M. M. *Construcţii hidrotehnice* (trad. din l. rusă). Bucureşti, Editura tehnică, 1958,
2. Prişcu, R. *Curs de construcţii hidrotehnice.* Partea I. Bucureşti, 1961.
3. Tölke, F. *Talsperren.* Berlin, 1938,
4. Creager, W., Justin, şi Hinds, I. *Engineering for Dams.* New York, 1957.
5. Sutherland, R. *Statistical review of dam construction.* În: Proceedings A.S.C.E., May 1955, vol. 81.
6. C.S.G.B. *Mesures, observations et essais sur les grands barrages suisses.* Berna, 1964.
7. Stuky, A. şi Derron, M. *Problèmes thermiques posés par la construction des barrages.* Lausanne, 1957.
8. Koechlin, R. M. *Usines hydroélectriques.* Paris, 1926.
9. Prişcu, R. *Asupra profilului optim al barajelor de greutate.* În: Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Bucureşti, nr. 4, 1953.
10. Prişcu, R. şi Iamandi, C. *Consideraţii asupra dimensionării barajelor de greutate cu profil trapezoidal.* În: Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Bucureşti, 1960.
11. Prişcu, R. *Asupra barajelor de greutate cu rosturi lărgite.* În: Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Bucureşti, nr, 3, 1954.
12. Prişcu, R. şi Constantinescu, M. *Considérations concernant la surélévation et la construction en étapes des barrages poids, par précontrainte.* Sixième Congrès des grands barrages, New York, 1958.
13. Semenza, C. *Arch dams development in Italy.* În: Proceedings A.S.C.E., June 1956, vol. 82.
14. Prişcu, R. *Contribuţii la problema determinării temperaturilor de calcul pentru barajele arcuite.* În: Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Bucureşti, nr. 2, 1957.

15. Vogt, F. *Uber die Berechnung von Fundamentdeformationen.* Oslo, 1925.
16. Kelen, U. *Die Staumauern.* Berlin, 1926.
17. Prişcu, R. *Efectul cutremurului asupra barajelor de greutate şi în arc pur.* În: Studii şi cercetări de mecanică aplicată. Bucureşti, 1951.
18. Bourgin, A. *Cours de calcul des barrages,* Paris, 1955.
19. Stucky, A., Panchaud, F. şi Schnitzler, E. *Contribution a l'étude des barrages-voûtes.* În: B.T. Suisse Romande, 1950.
20 Prişcu, R. şi Constantinescu, M. *Calculul barajelor arcuite prin metoda reţelelor.* În: Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Bucureşti, nr. 4, 1958.
21. Prişcu, R. *Noua contribuţie la problema repartizării presiunii hidrostatice la barajele arcuite.* În: Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Bucureşti, nr. 8, 1958.
22. Marcelo, C. *Ladiga Bau Muggeris sull'alta corso del Flumendosa.* În :L'Energia Elettrica, Roma, nr. 6, 1951.
23. Prişcu, R. şi Căciulescu, S. *Studiu asupra barajelor evidate.* În: Studii şi cercetări de mecanică aplicată, Bucureşti, nr. 4, 1957.
24. Noetzli, F. A. *Uber einige neue Arten von Pfeilerstaumauern.* În: Der Bauingenieur, H/13/14, 1933.
25. Davis, C. V. *Handbook of applied hydraulics,* New York, 1942.
26. Chambaud, M. R. *La stabilité au flambement des grands barrages à contreforts.* În: Travaux, Paris, février, 1957.
27. Prişcu, R. şi Constantinescu, M. *Le calcul élastique des arcs circulaires, sollicités par des pressions variables.* În: Mec. Appl., tome 10, nr. 4, Bucureşti, 1965.
28. Prişcu, R. şi Constantinescu, M. *Liniile izostatice şi traiectoriile eforturilor principale în baraje de greutate cu profil triunghiular.* Proiect baraj Poiana Uzului (I.P.A.C.H.), 1967.
29. Lombardi, J. *Les barrages en voûte mince.* Lausanne, 1955.
30. Hofacker, K. *Das Talsperrengewölbe,* 1936.
31. Terzaghi, K. şi Peck, R. *Soil mechanics in engineering practice.* New York, 1948.
32. Post, G. şi Londe O. *Les barrages en terre compactée Pratique américaines.* Paris, 1953.
33. *Earth-Manuel.* Denver-Colorado, 1960.
34. Sherard, J., Woodward, R., Gizienski, S., şi Clevenger, W. *Earth and Earth-Rock Dams.* New York, 1964.
35. xxx SNiP-II-I-4-64 *Baraje de pământ compactat. Norme de proiectare.* Moscova, 1963.
36. xxx SNiP-II-I-5-62 *Baraje de pământ prin hidromecanizare. Norme de proiectare.* Moscova, 1963.
37. SNiP-II-I-6-62 *Baraje din anrocamente. Norme de proiectare.* Moscova, 1963.
38. Comitetul de Stat al Apelor. *Instrucţiuni tehnice departamentale cuprinzînd directive pentru proiectarea barajelor de pământ.* Bucureşti, 1965.
39. Manta, A. *Compactarea terasamentelor în construcţii hidrotehnice.* Bucureşti, Editura tehnică, 1968.
40. Steele, I. C. şi Cooke, Barry, I. *Salt Springs and Lower Bear River concrete face Dams.* În: Proceedings A.S.C.E., Journal of the Power Division, nr 84,. aug., 1958.
41. Duriez, M. şi Areambide, J. *Nouveau traité de matériaux de construction* Paris, 1962.
42. xxx *Huitième Congrés des Grands Barrages.* Vol. III, Eddinbourg, 1964.
43. Stănescu, E., Munteanu, Ala şi Şeibulescu, C. *Construcţia barajelor de pământ şi anrocamente,* Bucureşti, Editura tehnică, 1969.

SECȚIUNEA XI

MAȘINI HIDRAULICE

Prof. emerit doctor docent ing. **Dorin Pavel**

CUPRINS

1. Generalităţi 797
   1.1. Definiţii şi rolul maşinilor hidraulice 797
   1.2. Clasificarea maşinilor hidraulice 797
   1.3. Factori energetici 802
2. Metode hidraulice 804
   2.1. Roţi hidraulice şi motoare volumice 804
   2.2. Turbine Francis (F) 806
   2.3. Turbine elicoidale 806
   2.4. Turbine cu acţiune Pelton (P) 826
3. Generatoare hidraulice 830
   3.1. Pompe volumice 831
   3.2. Pompe centrifuge 833
   3.3. Pompe elicoidale 838
   3.4. Pompe speciale 840
   3.5. Greutatea şi investiţia agregatelor de pompare 842
4. Transformatoare hidraulice 845
   4.1. Definiţii şi clasificare 845
   4.2. Transformatoare hidrostatice 845
   4.3. Transformatoare hidraulice în scopul pompării 849
   4.4. Transformatoare hidroenergetice 855
   4.5. Transmisii hidraulice 860
5. Regulatoare hidraulice 868
   5.1. Noţiuni generale şi clasificarea regulatoarelor 868
   5.2. Regulatorul automat R (nN) şi dinamica sa 868
   5.3. Scheme de R (nN) mecanohidraulice 872
   5.4. Scheme de R (nN) electrohidraulice şi electronic hidraulice 872
   5.5. Regulatoare în funcţie de niveluri sau debite R (Q) 874
   5.6. Regulatoare de presiune 876
   5.7. Regulatoare de închidere rapidă 879
6. Încercarea, montarea si exploatarea maşinilor hidraulice 879
   6.1. Încercarea maşinilor hidraulice 879
   6.2. Curbele caracteristice ale turbinelor 879
   6.3. Curbele caracteristice ale pompelor centrifuge şi elicoidale 882
   6.4. Echipamente hidromecanice anexe 885
   6.5. Organizarea montajului echipamentelor 888
   6.6. Noţiuni asupra organizării exploatării 890

Bibliografie 892

1. GENERALITĂȚI

1.1. DEFINIȚII ȘI ROLUL MAȘINILOR HIDRAULICE

În sensul larg al definiției, mașinile hidraulice efectuează transformări energetice complexe prin intermediul *fluidelor lichide* (apă, produse petroliere, alte materii lichide), respectiv prin *gaze* (aer comprimat, gaz metan, gaz de sonde, gaz de furnale, sau abur). Definiția, restrînsă la domeniile hidroenergetice, hidromecanice și hidrotehnice complexe, se referă la ansamblul de elemente de mașini, echipamente și aparate conexe, care utilizează ca fluid motor apa sau alte lichide.

După felul transformărilor energetice se disting diferite categorii și clase de mașini, echipamente, aparate și instalații precizate în [7 și 8]. Acestea constituie elemente componente (pe lîngă construcțiile aferente) ale amenajărilor hidroenergetice, hidroameliorative, alimentărilor cu apă, canalizărilor, transportului produselor petroliere, chimice, ale hidromecanizărilor, navigației interioare, pisciculturii etc. De asemenea, unele mașini și echipamente hidraulice se utilizează în industrii de orice fel, în transporturi, în mecanizare și automatizare.

În cadrul secțiunii XI se tratează mașinile, în special cele pentru domeniile hidrotehnice.

1.2. CLASIFICAREA MAȘINILOR HIDRAULICE

Ținînd seama de principiul transformării energetice, clasificarea rațională, aplicată și la mașinile electrice, este aceea a categoriilor :

— *„motoare hidraulice"*, numite nepotrivit și mașini de forță, care transformă energia hidraulică (compusă din energie potențială de poziție, din energie de presiune și cinetică) în energie stereomecanică ;

— *„generatoare hidraulice"*, care transformă invers, una din formele energiei mecanice în energie hidraulică ;

— *„transformatoare hidraulice"*, care la primar și secundar au același gen de energie sau mărime fizică, dar diferită ca amplitudine sau intensitate, de la primar la secundar. Astfel se realizează fie o multiplicare, fie o reducere a mărimilor și în procesul transformării intervine preponderent energia hidraulică.

Fiecare categorie se mai clasifică în clase și acestea cuprind numeroase tipuri așa cum se arată în continuare.

1.2.1. **Motoare hidraulice.** *Roțile hidraulice* se compun din diferite tipuri de roți de curent — tip antic (fig. XI.1, *a*), de curent -perfecționate (fig. XI.1, *b*), cu admisie

superioară (fig. XI. 1, *c*), cu admisie laterală (fig. XI. 1, *d*), cu admisie inferioară (fig. XI.1, *e*), roată cu făcae, după prototipul Leonardo da Vinci, în funcţiune la n oi în mori, ferăstrae şi darace (fig. XI.1, *f*).

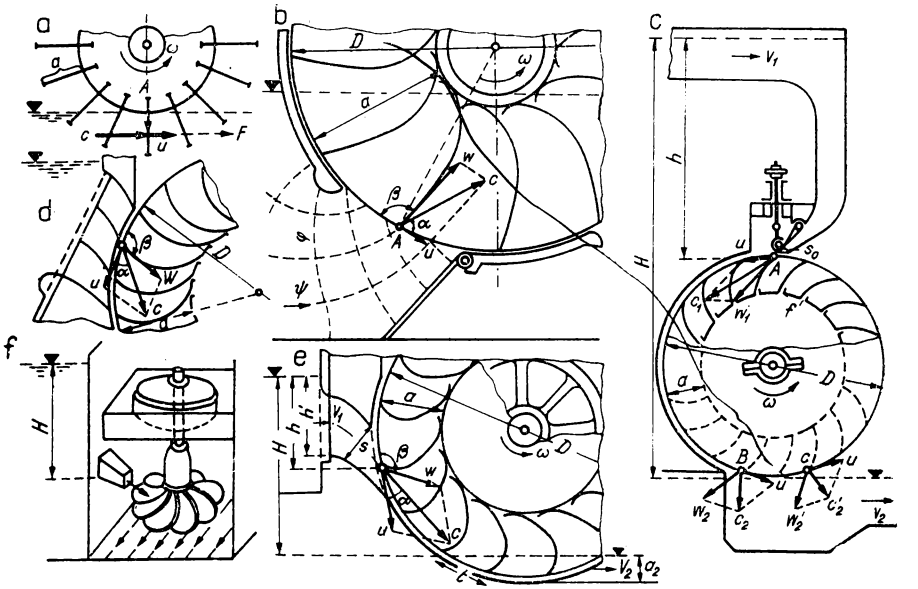


Fig. XI.1. Schemele diferitelor roţi hidraulice:
a — antică; *b*, *c*, *d*, *e* — contemporane; *f* — medievală.

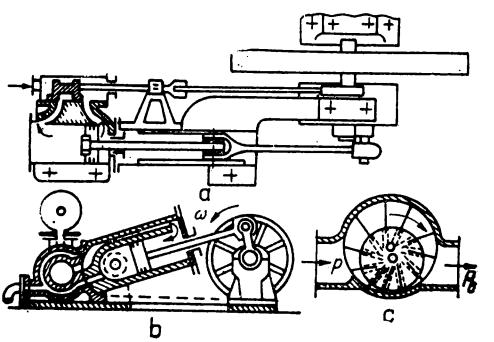


Fig. XI.2. Exemple de motoare volumice:
a, *b* — cu piston; *c* — rotative.

Motoarele volumice sînt constituite din orice tip de pompe cu piston, funcționînd însă reversibil ca motor (fig. XI.2, *a*) apoi motor volumic cu cilindru-piston oscilant (fig. XI.2, *b*), motor cu lamele culisante în cilindru excentric (fig. XI.2, *c*), motor cu roți dințate sau cicloide, obținut prin inversarea circuitului hidraulic al pompelor cu roți dințate.

Turbinele cu reacțiune Francis s-au dezvoltat din prototipurile Euler, Redtenbacher, Francis, monorotoare—monoflux orizontale (fig. XI.3, *a*), Francis cu ax vertical (fig. XI.3, *b*, *e*), Francis-duble, cu o carcasă spirală, un rotor cu dublu flux și două aspiratoare (fig. XI. 3, *c*) și Francis-gemene cu două carcase spirale, două rotoare, dar aspirator comun (fig. XI.3, *d*). Turbinele Dériaz — diagonale au dublă reglare simultană a palelor directoare și ale rotorului, care funcționează reversibil și ca pompă, iar turbina Francis-bietajat cu perspectiva utilizării căderilor pînă la 800 m.

Turbinele elicoidale constau din tipuri cu ax vertical, fie Propeler cu reglarea numai a palelor directoare, fie Thomann cu reglarea palelor rotorului, sau Kaplan cu dublul reglaj combinat al palelor directoare și rotoare (fig. XI.4, *a*, *b*), turbine tubulare bulb, cu generatorul escamotat în bulb (fig. XI.4, *c*, *d*), sau turbine axial concentrice, cu rotor hidraulic și electric combinate pe aceeași coroană.

Turbinele cu acțiune s-au dezvoltat din vechile turbine cu impuls (Zuppinger, Girard etc.) apoi turbina Bánki, toate înlocuite sistematic de turbinele Pelton moderne, cu ax orizontal cu un injector (fig. XI.5, *a*), cu mai multe injectoare (fig. XI.5, *b*), apoi Pelton cu ax vertical (fig. XI. 5, *c*), sau Pelton gemene orizontal.

1.2.2. **Generatoare hidraulice.** *Pompele volumice* s-au dezvoltat paralel cu mașinile cu abur și sînt de numeroase tipuri, ca : pompe cu piston cu efect simplu, dublu sau multiplu, cu piston diferențial (v. fig. XI.19 și XI.20), apoi cu pistoane rotative, cu roți dințate cilindrice sau cicloide, cu lamele-excentru, cu pală oscilantă (v. fig. XI.21 și XI. 2, *c*), hidroelevatoare.

Pompele centrifuge se compun din cele monoetajate cu simplu sau dublu flux (v. fig. XI.22), multietajate (v. fig. XI.24), diagonale-etajate (v. fig. XI.27, *b*).

Pompele elicoidale au circuite inverse față de turbinele elicoidale, monoetajate axiale cu pale fixe pe butuc sau basculante (v. fig. XI.26) și în prespectivă de dezvoltare bi- sau multietajate.

Pompele speciale sînt de tipuri diverse, ca : pompe pentru lichide cu temperaturi mari, sau lichide agresive, pompe pentru hidromecanizare (v. fig. XI.28 și XI.29), pompe de nămol, pompe submersibile în puțuri (v. fig. XI.27, *a*, sau XI.27, *c*, *d*), pompe electromagnetice, etc.

1.2.3. **Transformatoare hidraulice.** *Transformatoarele hidrostatice*, folosesc preponderent energia de presiune, cea cinetică fiind sub 5 % (neglijabilă) și transformă forța primară F_1 în $F_2 > F_1$ la secundar sau presiunea p_1 în $p_2 \gtrless p_1$. Tipurile mai importante sînt : servomotoare, sertare, relee hidraulice, transformatoare de presiune, prese și ciocane hidraulice. Fluidul motor poate fi apă, ulei, aer comprimat sau abur (v. fig. XI.30 și XI. 31).

Transformatoarele de pompare deși au ca efect pomparea nu sînt pompe, deoarece energia la primar nu este mecanică ci hidraulică sau pneumatică, iar la secundar produce energie hidraulică cu alți parametri. Tipurile principale sînt : turbotransformatorul (v. fig. XI.32), injectorul, ejectorul, berbecul hidraulic, hidropropulsorul, pulsometrul cu abur sau gaze (v. fig. XI.33 și XI.34).

Transformatoarele hidroenergetice (v. fig. XI.35), primesc la primar energia electrică E_1 (de bază reziduală din rețea) și o transformă la secundar în E_2 — energie de vîrf, prin

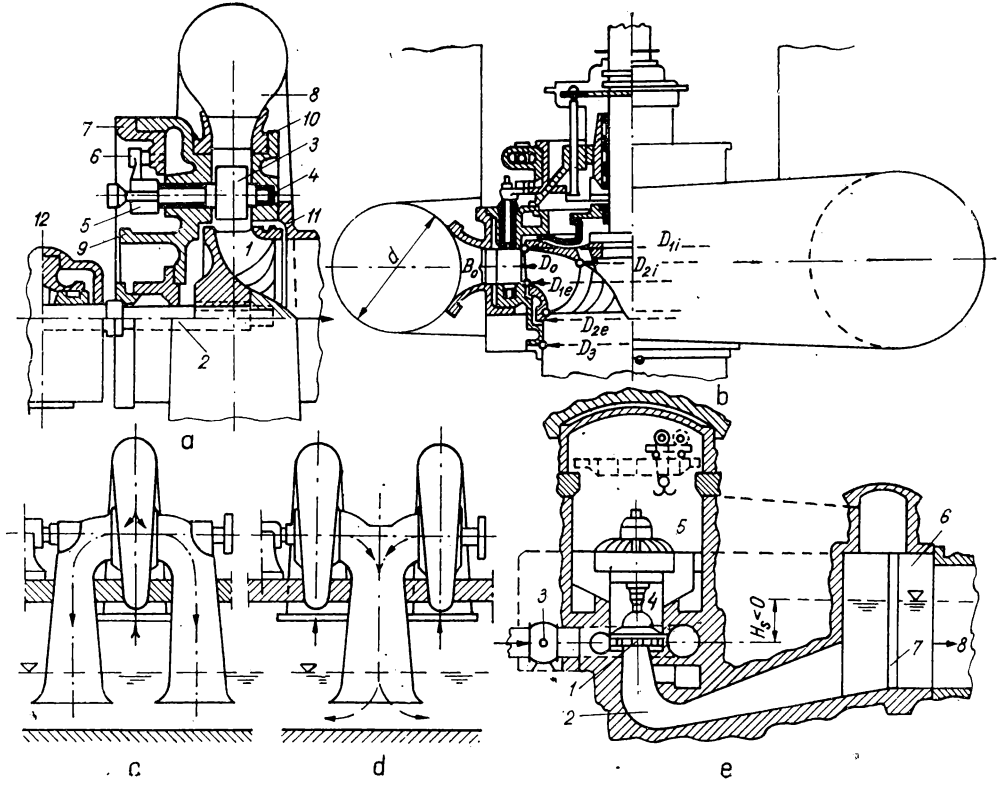


Fig. XI.3. Exemple de turbine cu reacțiune Francis:
a, b, e — simple; *c* — dublă; *d* — gemene.

multiple transformări succesive : electrice, hidromecanice, hidraulice în procesul primarului și reversibil la cel secundar. După schemă și felul transformării se disting transformatoare cu circuit închis (pur sau mixt) sau deschis (pur sau mixt).

Transmisiile hidraulice (v. fig. XI. 36 pînă la XI. 40) transformă cuplurile, turațiile și orice fel de mișcări, primare, în aceleași mărimi la secundar, însă cu alte amplitudini sau

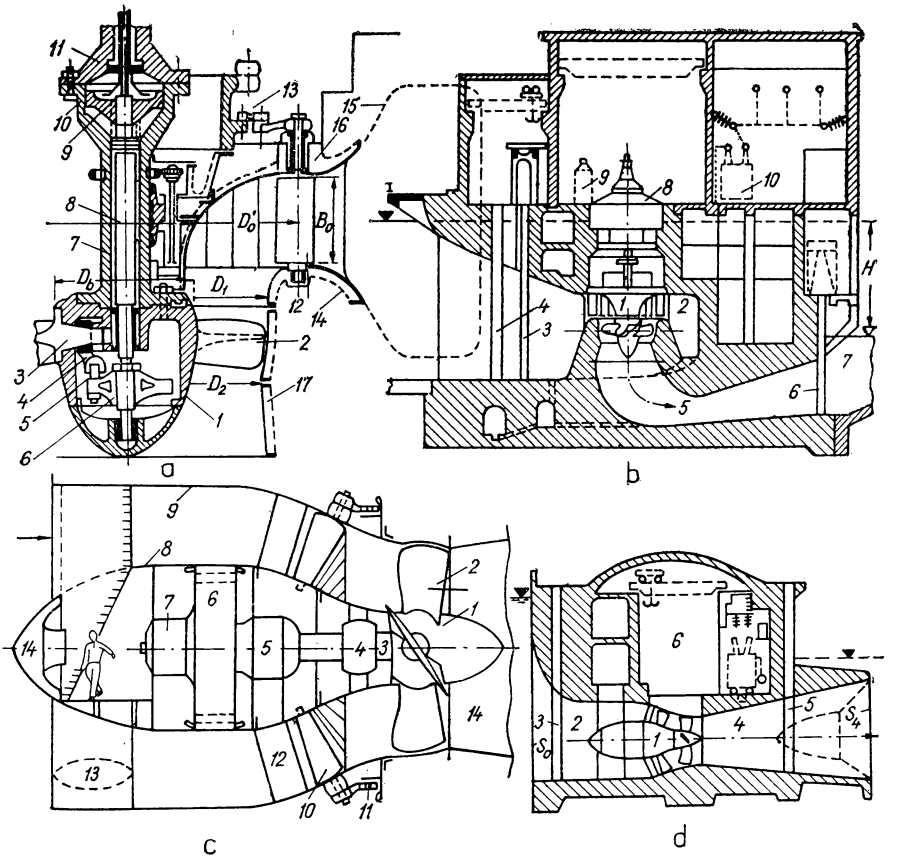


Fig. XI.4. Exemple de turbine elicoidale :
a, b — Kaplan; *c, d* — bulb.

intensități. Transmisiile pot fi multiplicatoare sau reductoare. Tipurile principale sînt cuple hidraulice (variatoare), turbocuple (convertizoare hidraulice de cuplaj), ambreiaje hidraulice, frîne hidraulice și telecomenzi de diferite tipuri.

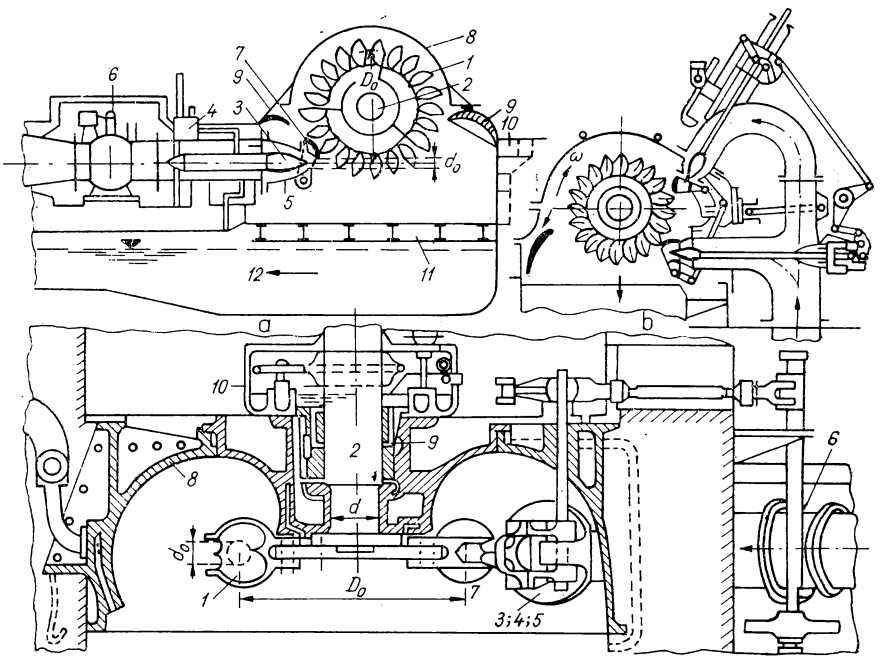


Fig. XI.5. Exemple de turbine cu acțiune :
a, b — Pelton orizontale; *c* — verticală.

1.3. FACTORI ENERGETICI

1.3.1. **Energia E și puterea hidraulică P_h.** Notînd cu V [m³] — volumul lichidului circulat, γ[kgf/m³] — greutatea specifică a apei 1 000, z [m] — altitudinea, p [kgf/m²] — presiunea, c [m/s] — viteza, h_r[m] — pierderi prin rezistențe hidraulice (pierderi de sarcină), H_b[m] — căderea brută și H — căderea netă la turbină, se definesc: energia brută E_b, cea netă E și puterea hidraulică P_h :

$$E_b = \gamma V \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{c^2}{2g} \right) = \gamma V H_b \text{ [kgf.m]};$$

$$E = \gamma V \left(z + \frac{p}{\gamma} + \frac{c^2}{2g} - h_r \right) = \gamma V H \text{ [kgf. m]};$$

$$P_h = \frac{\mathrm{d}E}{\mathrm{d}t} = \gamma\, Q\, H_b \eta_h = \gamma\, Q\, H \text{ [kgf.m/s]};$$

$$P_h = 13{,}33\, Q\, H \text{ [CP]}; \quad P_h = 9{,}81\, Q\, H \text{ [kW]}.$$

Se definesc: $Q = \mathrm{d}V/\mathrm{d}t = \dot{V}$ [m³/s] = debitul, $\eta_h = 1 - \frac{h_r}{H}$-randamentul hidraulic al construcțiilor hidrotehnice (canale, conducte, galerii etc.), $\gamma/75 = 13{,}33$ și $\gamma/102 = 9{,}81$.

1.32. **Pierderile, de sarcină,** însumate pentru canalele cu S_c [m²] și raza hidraulică R, respectiv pentru conductele și galeriile unei amenajări cu diametre d [m], nu însă pentru cele interioare ale turbinelor sau pompelor, se calculează cu:

$$h_r = \left[0{,}0826\left(\sum \frac{\lambda L}{d^5} + \sum \frac{\zeta}{d^4}\right) + \frac{1}{S_c^2}\left(\sum \frac{L_c}{C^2 R} + \sum \frac{\zeta_c}{2g}\right)\right] Q^2.$$

Deoarece coeficienții rugozității λ pe conducte, galerii și C (Chézy) pentru canale, ζ și ζ_c pentru pierderile locale, variază relativ puțin cu debitul Q, va fi aproximativ $h_r \approx K Q^2$, constanta K fiind egală cu paranteza mare.

1.3.3. **Puterea, energia și randamentul unui agregat hidroelectric.** Căderea netă a turbinei $H = H_b - h_r = H_b\, \eta_h$ depinde de debitul instalat Q sau de puterea la arborele turbinei P [CP], respectiv la bornele generatorului electric N [kW], sau $N/\cos\varphi$ [kVA]:

$$P = 13{,}33\, Q\, H\, \eta_t; \quad P_e = N = 9{,}81\, QH\, \eta_t\, \eta_e.$$

Randamentul turbinei $\eta_t = \eta_{ht}\, \eta_v\, \eta_m = f(Q,H)$, este produsul randamentelor η_{ht} — hidraulic al turbinei, η_v — volumic și η_m — mecanic:

$$\eta_{ht} = 1 - \frac{\Sigma h_{rt}}{H}; \quad \eta_v = 1 - \frac{\Delta Q}{Q}; \quad \eta_m = 1 - \frac{\Delta P}{P};$$

$$E = \int_0^{8760} P\, \mathrm{d}t = 85936\, Q_m\, H_m\, \eta_{tm}\, \eta_{em}\, \varepsilon \left[\frac{\text{kWh}}{\text{an}}\right].$$

Indicele e se referă la partea electrică, de ex: η_e = randamentul generatorului.

Indicii m arată valori medii anuale, 8 760 sînt orele anului normal și ε este factorul de utilizare subunitar datorită exploatării cu unele deversări și pierderi prin stavile, vane etc. ($\varepsilon \approx 0{,}95$ la lacuri mari, 0,9 lacuri cu retenție zilnică și sub 0,8 la centrale pe firul apei).

La o centrală cu puterea instalată $N_i = mN$ [kW] cu m — agregate și producția totală E [kWh/an], se definește durata utilizării puterii instalate: $T = E/N_i$ [h/an].

1.3.4. **Factorii energetici ai stațiilor de pompare.** Înălțimea de pompare efectivă H este mai mare decît cea geodezică H_g — între nivelurile amonte și aval. Cu pierderile η_h, stabilite în conductele de aspirație și refulare a pompelor va fi: $H = H_g/\eta_h$.

Puterea P_p la arborele pompei şi N_m la bornele electromotorului se calculează cu coeficientul supraechipării $k \approx 1{,}05 \ldots 1{,}15$ (la pompe mici k este mare şi invers):

$$P_p = 13{,}33 \frac{Q\, H_g}{\eta_h\, \eta_p}\ [\text{CP}];\quad N_m = 9{,}81\, k \frac{Q\, H_g}{\eta_h\, \eta_p\, \eta_m}\ [\text{kW}].$$

Randamentul global $\eta_h \eta_p \eta_m = F\,(Q,\ H_g\ ,\ n) \approx 0{,}6 \ldots\ 0{,}83$ creşte cu gabaritul şi puterea pompei, fiind la pompele gigantice de ordinul a 100 000 kW, în prezent $\eta_p \approx 0{,}92$, $\eta_m \approx 0{,}96$ şi $\eta_h \approx 0{,}97$ (al conductelor), deci global 0,83.

1.3.5. **Factori energoeconomici optimi.** Lungimea sectorului de rîu amenajat, căderea netă, debitul instalat, înălţimea de aspiraţie sau contrapresiune şi numărul agregatelor din centrală, se calculează ca factori tehnico-economici optimi în [8, p. 38—46].

2. MOTOARE HIDRAULICE

Funcţionarea energetică a motoarelor hidraulice se bazează pe transformarea energiei hidraulice, la primar, în energie mecanică, la secundar. După componenţa energiei hidraulice şi a modului de transformare se deosebesc categoriile : roţi hidraulice, motoare volumice (hidrostatice) şi turbine. Fiecare categorie se divide în clase şi tipuri constructive.

2.1. ROŢI HIDRAULICE ŞI MOTOARE VOLUMICE

2.1.1. **Roţi de curent.** Roata antică chineză (v. fig. XI.1, *a*) utiliza numai energia cinetică şi era compusă dintr-un buştean de lungime B, cu un număr de scînduri (pale) înţepenite radial şi două axe cu lagăre din lemn.

Pala, în poziţia complet scufundată în rîul cu viteza c, se va roti cu $u = k_u\, c$, producînd forţa de impuls F şi puterea P_h:

$$F = \gamma \frac{Q}{g}(c - u);\quad P_h = \frac{Fu}{75} = \frac{\gamma Q}{75\, g}(cu - u^2)\ [\text{CP}];$$

$$\frac{\partial P}{\partial u} = 0;\ c - 2u = 0:\ \text{teoretic } u = 0{,}5\ c,\ \text{practic } u = 0{,}45\ c;$$

$$P_{h\,max} = 0{,}336\ \ Qc^2;\ P_{teor} = \frac{\gamma\, Q}{75} \frac{c^2}{2g};\ \eta_h = \frac{P_{h\,max}}{P_{teor}} = 0{,}495;$$

$$P = P_{h\,max}\, \eta_m = 0{,}25\ \ B\, a\, c^3\ [\text{CP}];\ \eta_m = 0{,}744;\ \eta_h\, \eta_m \approx 0{,}37;$$

$$n = \frac{60\, u}{\pi\, D} = 9{,}55 \frac{c}{D}\ [\text{rot/min}] \text{ — turaţia.}$$

Prin perfecţionarea schiţată în fig. XI.1, *b*, poate fi atins $\eta_h\ \eta_m \approx 0{,}6$.

2.1.2. **Roata cu admisie superioară** utilizează numai energia potențială de poziție, sau presiune.

Cu notațiile din fig. XI.1, c se calculează succesiv :

$$c_1 = \psi \sqrt{2gh} \approx 4{,}2 \sqrt{h};\ u = \pi D n/60;\ \overline{w}_1 = \overline{c}_1 - \overline{u} \text{ (vectorial)};$$

$$a = 0{,}4 H^{1/3};\ z = 3{,}5 D/a - \text{numărul palelor};\ D = H - h;$$

$$d = 0{,}12 \left(\frac{P}{n}\right)^{1/3} \text{[m]} - \text{diametrul arborelui};\ P = 13{,}33 Q H \eta \approx 9 Q H \text{ [CP]}.$$

Pala este tangentă la w_1 și se termină la tamburul având diametrul $D-2a$, cu unghiul $\pi/2$. Tamburul are fante de ventilație.

2.1.3. **Roata cu admisie laterală.** Statorul cu pale fixe se amplasează, la căderi $H > 5$ [m], lateral deasupra axului, iar la $H < 5$ [m] sub acesta (fig. XI.1, *d*, *e*).

Calculul și construcția, ca și a celorlalte roți, se tratează amănunțit în [6, p. 155 —174].

Vitezele, puterea și randamentul se exprimă prin relațiile :

$$c = \sqrt{2gh(1-\zeta)} \approx 4{,}2 \sqrt{h};\ u = \pi Dn/60 = 0{,}5\ c \cos\alpha;$$

$$D = H + k, \text{ cu } k \approx 1 \ldots 3 \text{ (la turații mari } k = 1 \text{ și viceversa)};$$

$$a = (0{,}4 \ldots 0{,}5) \left(\frac{D}{H}\right)^{1/3};\ B = \frac{Q}{a u \varepsilon} - \text{lățimea roții};$$

$$\varepsilon \approx 0{,}7 \ldots 0{,}8;\ t = \frac{\pi D}{z} \approx (0{,}6 \ldots 0{,}9)\ a, \text{ cu } z \text{ pale};$$

$$\overline{w} = \overline{c} - \overline{u}, \text{ ca tangentă la pală};$$

$$Q = \mu B s \sqrt{2gh} = 3{,}5 B s \sqrt{h}\ [m^3/s];\ P \approx 7 QH \text{ [CP]}.$$

2.1.4 **Motoare volumice (hidrostatice).** Această categorie de motoare s-a dezvoltat paralel cu mașinile cu abur, cu apă în loc de abur, și au fost utilizate frecvent în secolul XIX la H—mari, cu debite Q—mici, domeniu neapt pentru roțile cu apă și primele turbine.

Înlocuind aburul cu apă sub presiunea $p = \gamma H$, orice mașină cu abur devine un motor hidrostatic, deoarece termenul cinetic $c^2/2g$ este neglijabil față de $H = p/\gamma$. Totodată motorul este pompa cu piston, reversibilă (fig. XI.2,*a*), iar calculul este asemănător cu al pompei. În fig. XI-2, *b* se schițează motorul cu cilindru oscilant folosit între anii 1850—1900, iar în fig. XI. 2, *c* se arată motorul cu lamele pe tambur excentric, care reversibil funcționează ca pompă sau compresor [12]. Analog, toate pompele cu roți dințate pot funcționa reversibil și ca motoare volumice, adică hidrostatice. În prezent, această categorie nu mai este energetic economică, dar este utilizată ca secundar al transmisiilor hidrostatice.

2.2. TURBINE FRANCIS (F)

2.2.1. **Descrierea turbinei.** Turbinele cu reacţiune Francis prelucrează preponderent suprapresiunea $p_1 - p_2$ între intrarea şi ieşirea din rotor; de aceea se numesc mai corect *turbine cu suprapresiune.* Domeniul utilizării este $H = 60...600$ m, la orice puteri (250 MW — Braţk şi în construcţie Krasnojarsk cu 500 MW/turbină, la noi Argeş cu $H = 320$ m şi 4×55 MW) şi la rapidităţi $n_s = nP^{0,5}/H^{1,25} = 80...350$. Se numesc F — lente turbinele cu $n_s < 150$, normale cu $n_s = 151...250$ şi rapide cu n_s peste 250.

Elementele turbinei F — orizontale monorotoare se evidenţiază în fig. XI.3, *a*, astfel: *1*—rotorul, care transformă puterea hidraulică în cea mecanică, este fixat pe arborele *2*, sprijinit pe lagărul *10*; 3—aparatul director, care creează cuplul hidraulic, cu viteze absolute c_0 sub unghiul de atac α_0, compus din z_0 pale cu fusele *4*, pîrghiile *5*, trăgătoarele *6* şi inelul *7*, de reglare a debitului variabil o dată cu sarcina generatorului; *8*—carcasa spirală (melcul), care uniformizează debitul la intrarea în palele directoare şi creează cuplul $M_h = \gamma Q c_u r / g$; *9*— capacul amonte; *10*—capacul aval; *11*— flanşa aspiratorului, care recuperează parte din înălţimea cinetică de ieşire $\eta_a (c_3^2 - c_4^2)/2g$; *12* — lagăr radial.

În fig. XI.3, *b* se prezintă turbina F—cu ax vertical, în care se remarcă gabaritele principale, iar în fig. XI.3, *e* se arată amplasarea agregatelor, într-o centrală cavernă (model Argeş), cu: *1*-turbina; *2*-aspiratorul cotit; *3*-vana turbinei; *4*-cupla; *5*-generatorul; *6*-camera de expansiune; *7*-batardoul aval şi 8 canalul sau galeria de fugă.

La debite foarte mari şi căderi mijlocii se utilizează turbine F-duble (fig. XI.3,*c*) sau turbine F-gemene (fig. XI.3, *d*), caracterizate în 1.2.1.

2.2.2. **Calculul gabaritelor.** *Metoda similitudinii.* În cazul în care se găseşte o turbină model (indicii *m*) care să aibe rapiditatea n_{sm}, diferite cu cel mult $\pm 5\%$ faţă de $n_s = n P^{0,5}/H^{1,25}$ a turbinei care se proiectează, se obţin gabaritele $D = \lambda D_m$, $B_0 = \lambda B_{0m}$ prin parametrul similitudinii λ [6 şi 8]:

$$\lambda = \frac{n_s n_m}{n_{sm} n} \left(\frac{H \eta}{H_m \eta_m} \right)^{0,5} = \left(\frac{Q}{Q_m} \right)^{0,5} \left(\frac{H_m \eta_m}{H \eta} \right)^{0,25}.$$

Metoda analizei statistice nu necesită alegerea unui model, ci se calculează diferitele dimensiuni: $D = f(n_s) Q_1^{0,5}$, cunoscînd funcţiile $f(n_s)$ respective şi $Q_1 = Q/H^{0,5}$. Pentru dimensiunile notate în fig. XI.3, *b* cu indicii 0 — ieşirea din palele directoare, *1—2* intrarea şi ieşirea din rotor (indicii: *e* la coroana exterioară şi *i* la coroana interioară), *3*-intrarea şi *4*-ieşirea din aspirator, se calculează:

$$D_{1e} = \left(0,3 + \frac{160}{n_s} + 0,0000005\, n_s^2\right) Q_1^{0,5};$$

$$D_{1i} = D_{1e}, \text{ la } n_s \leqslant 150; \quad D_{1i} = \left(\frac{215}{n_s} - 0,04\right) Q_1^{0,5}, \text{ la } n_s > 150;$$

$$D_{2e} = \left(0,7 + \frac{83}{n_s} - \frac{1\,000}{n_s^2}\right) Q_1^{0,5}; \quad D_{2i} = \left(\frac{74}{n_s} + 0,17\right) Q_1^{0,5};$$

$$D_3 = \left(\frac{64}{n_s} + 0{,}78\right) Q_1^{0,5};\quad B_0 = (0{,}05\ n_s^{0,5} - 0{,}001\ n_s - 0{,}27)\ D_{1e};$$

$$D_0 = \left(0{,}34 + \frac{168}{n_s} + 0{,}000001\ n_s^2\right) Q_1^{0,5}.$$

La alegerea turației n (rot/min) se va menține rapiditatea n_s sub valoarea critică a cavitației, conform relației ce urmează, în care $H_s > 0$ este aspirația, $H_s < 0$ — contrapresiunea, $H_b = 10{,}33 - 0{,}0011\ A$ — înălțimea barometrică în funcție de altitudinea centralei A (m.d.M):

$$n_s = n\frac{P^{0,5}}{H^{1,25}} < 329 \lg\left[\frac{45{,}45}{H}(H_b - H_s)\right];$$

$$n < 329\frac{H^{1,25}}{P^{0,5}} \lg\left[\frac{45{,}45}{H}(10{,}33 - 0{,}0011\ A - H_s)\right].$$

Numărul palelor rotorului z și directoare z_0 se calculează din condiții hidrodinamice, eliminînd sincronismul prin relațiile:

$$z = (4 + 0{,}8\ n_s^{0,5})\ D_{1e};\ z_0 = z \pm 1.$$

Alte metode pot fi consultate în [8, p. 142—162].

2.2.3. **Reprezentarea palelor rotorului.** Profilul rotorului, încadrat de coroana interioară ψ_i, exterioară ψ_e, muchiile de intrare ①, și de ieșire ②, diferă de la turbinele F-lente, la cele normale și rapide [6 și 8].

În fig. XI. 6 se exemplifică reprezentarea palelor unui rotor normal $n_s = 150 \ldots 180$. Coroanele ψ_i ψ_e și muchiile se trasează fie după o turbină model, fie prin calcul analitic [5]. Între coroane se interpolează linii de flux intermediare ψ și echipotențiale φ — ortogonale la ψ. În centrul fiecărui dreptunghi curbiliniu, format din ψ și φ învecinate (fig. XI.6, *a*), se măsoară raza r, ortogonalele Δn și Δl și pentru întreaga rețea de flux se verifică, prin aproximații succesive, satisfacerea relației potențiale $r\,\Delta n/\Delta l = K =$ = parametric constant.

Pentru fiecare linie de flux ψ_i ψ ψ_e se trasează cîte o tangentă $0-0_i$, $0-0_e$ ca generatoare a conurilor desfășurate în fig. XI.6, *d*, *e*. Pe fiecare con desfășurat se trasează prin tangente la vitezele relative w_1, w, w_2 scheletul profilurilor, în jurul căruia se adoptă un profil hidrodinamic (după cataloage de profiluri). Se notează $Q_c = (0{,}8 \ldots 0{,}9)\ Q$ și P_c parametrii la regimul de calcul, la care va fi randamentul maxim.

Vitezele se obțin din triunghiurile (fig. XI—6,*c*) la intrare u_1. apoi c_1 absolut și w_1 relativ, iar la ieșire u_2, c_2, w_2, ținînd seama de relațiile:

$$u_1 = 0{,}1047\ r_1\ n \quad ; \quad u_2 = 0{,}1047\ r_2\ n;$$

$$c_{m1} = \frac{0{,}1592\ Q_c}{m\varepsilon_1 r_1 \Delta n_1} \quad ; \quad c_{m2} = \frac{0{,}1592\ Q_c}{m\varepsilon_2 r_2 \Delta n_2};$$

$$c_{u1} = \frac{7{,}026\ P_c}{Q_c\ n\ r_1} \quad ; \quad c_{u2} = 0\ ;$$

$$c_1 = \sqrt{c_{m_1}^2 + c_{u_1}^2} \quad ; \quad c_2 = c_{m2}\ ;$$

Astfel sînt determinate profilurile pe fiecare con desfășurat și așa cum se arată fig.XI. 6, *d*, *b* se face transpunerea conformă între *d*, *e* și *b*, după procedeul arătat în [8, p. 182—195].

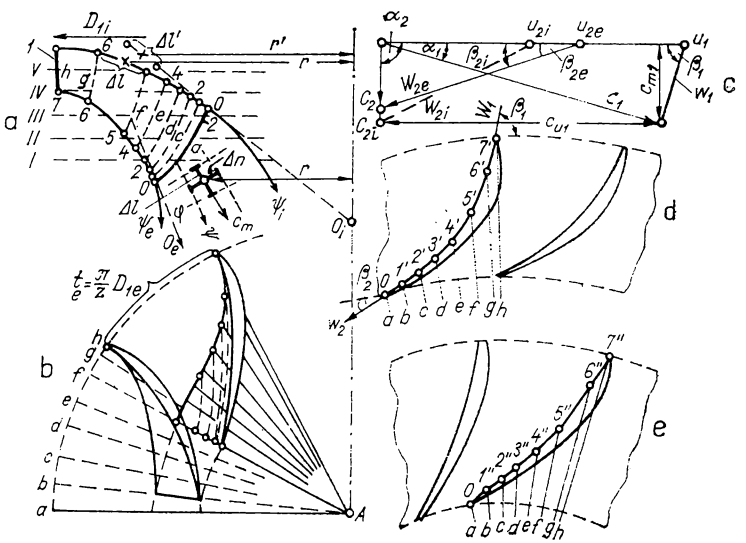


Fig. XI.6. Reprezentarea palelor unui rotor normal.

Se aleg punctele *O*; *1*;...*7* pe coroanele din *a*, se stabilesc punctele corespunzătoare *0*; *1'*; ...*7'* pe desfășurata *d* și *0*; *1''*;... *7''* pe *e*, după relația $\Delta l' = \Delta l\ r'/r$ și $\Delta l'' = \Delta l r''/r$, în care $\Delta l' = \overline{01}r'/r$; $\overline{12}\ r'/r$ etc. Astfel, fiecărui punct *0*; *1*;... *7* pe coroană îi corespunde cîte un punct *0*; *1'*;...*7'* pe generatoarea conului $0-0_i$, deoarece se citesc pe epura *a* mărimile Δl, *r*, *r'* și se calculează $\Delta l'$. Procedeul trebuie repetat prin două sau trei aproximații succesive, fiindcă *r'* — măsurat în centrul lui $\Delta\ l'$ variază cu $\Delta l'$.

Odată cu desfășurarea conului, după generatarea $0-0_i$ cu centrul 0_i, pe axa turbinei se trec pe profilul din fig. XI. 6, *d* punctele *0*; *1'*; *2'*;... *7'* cu razele oblice $\overline{0_i-1'}$, $\overline{0_i-2''}$, ...$\overline{0_i-7'''}$, cărora le corespund razele *a*, *b*, ...*h*. În vederea în plan (fig. XI.6, *b*) se trasează la fel razele prin axa *A* spre punctele *a*, *b*, ...*h*, obișnuit echigone. Fiecare punct *0*; *1'*;...*7'* se găsește pe cîte o radială (*a*, *b*, ...*h*) și cîte un cerc concentric dat

de r din epura a. Repetînd procedeul pentru mai multe linii de flux ψ_i, ψ, ψ_e, se obține, în vederea a, profilul real și forma palei. Pentru rotorul F-rapid se dă în [8, p. 194] o epură, diferită ca formă însă proiectată analog.

Pentru a se confecționa matrița de presare a tolei palelor sînt necesare curbele topografice *0, I, II, ... V*, obținute în planul b din planul a, pe calea proiecției. La fel, intersecțiile planelor radiale $\overline{aA}$, $\overline{bA}$, ... $\overline{hA}$ cu pala se trec în planul a, obținînd curbele topografice radiale $\overline{0\,a\,0}$, $\overline{1\,b\,1}$, ... $\overline{7\,h\,7}$.

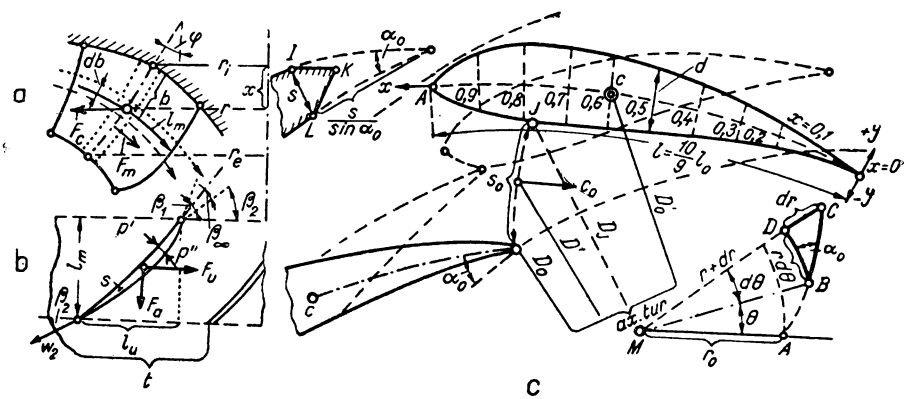


Fig. XI.7. Calculul rezistenței palei rotorului a, b, și construcția palei directoare c.

O altă metodă tehnologică prevede turnarea palelor odată cu coroanele (oțel aliat turnat, în nici un caz fontă). În acest caz, modelul palei servește la confecționarea miezurilor de nisip dintre pale.

2.2.4. **Calculul rezistenței palei rotorului.** Pala încastrată numai în coroana interioară, deci pală fără coroană exterioară (v. notațiile din fig. XI.7, a, b și demonstrația din [8, p. 211—226], este solicitată la momentul combinat din M_u — periferic, M_m — meridian și M_c — centrifug, calculate din:

$$M_u = \gamma\, H\, \eta_h\, b_e^2\, \frac{t_e\, c_m}{2\, u_e}\ [\text{kg.f.m}];$$

$$M_m = \gamma\, H\, \frac{t_e}{u_e} \int_0^{b_e} \left(\eta_h\, c_m\, \frac{l_u}{l_m}\, b \right) d\, b;$$

$$M_c = \frac{\gamma_c\, \omega^2\, r_t}{g \cos \varphi} \int_0^x s\, x\, \mathrm{d}x\ [\text{kgf.m}].$$

La alte viteze periferice $u_e = 0{,}1047\ r_e\ n$, decît u_e-normal de exemplu $u_e = 0$ sau cea de ambalare $u_{ea} = (2,\ 1, \ldots 2,\ 3)\ u_e$, se obțin momente maxime sau minime, așa că se cunosc momentele rezultante la turația:

— normală $\quad \overline{M} = \overline{M}_u + \overline{M}_m + \overline{M}_c$;

— ambalare $\quad \overline{M}_a = \overline{M}_u^{min} + \overline{M}_m^{min} + \overline{M}_c^{max}$;

— frînată brusc $\quad \overline{M}_0 = \overline{M}_u^{max} + \overline{M}_m^{max}$.

Numai unul din M — rezultant, anume cel maxim, va servi verificării modulului de rezistență W al palei:

$$M_{max} = \sigma W;\ \sigma = \frac{M_{max}}{W} < \sigma_{ba}.$$

La rotoare cu pale încastrate în coroanele interioare și exterioare scad momentele $M' < M$; palele sînt mai puțin solicitate, anume:

$$M_u' = \varkappa_u M_u;\ M_m' = \varkappa_m M_m;\ M_c' = \varkappa_c M_c,$$

fiind $\varkappa_u = 0{,}55 \ldots 0{,}75$; $\varkappa_m = 1 - 0{,}75 \cos\varphi$ și $\varkappa_c = 0{,}7 \ldots 0{,}9$, cu numărul mic la F— rapid și cel mare la F — lent.

2.2.5. **Încărcarea axială a turbinelor F.** Forțele axiale, care solicită lagărul axial al turbinelor cu ax vertical, sînt F_a= forța hidrodinamică axială pe una din cele z-pale, F_1 — pe coroană interioară de sus în jos, F_2 — pe cea inferioară, la F lent cu semnul (—), la F- rapid (+), R-reacțiunea forței de impuls datorită schimbării vitezelor absolute radiale, în cele axiale c_3 și G- greutatea tuturor elementelor rotitoare (rotorul hidraulic, electric, arborele și organele rotitoare anexe).

Acestea sînt demonstrate în [8, p. 218—226], cu notațiile respective, din care se extrage forța axială totală F și forțele componente:

$$F = z F_a + F_1 \pm F_2 + G \ \text{[kgf]};$$

$$F_a = \frac{\pi}{z} (r_e^2 - r_i^2)\, \gamma\, H\, A;$$

$$F_1 = \gamma\, H\, \pi\, (r'^2 - r'''^2)\, \Phi_1;$$

$$F_2 = \gamma\, H\, \pi\, (r'^2 - r^{IV2})\, \Phi_2;$$

$$R = -\frac{\gamma}{g} Q\, c_3 = -\frac{4\, \gamma\, Q^2}{\pi g\, D_3^2}.$$

Pentru anteevaluări forța axială totală F poate fi calculată din:

$$F \approx KH\, D_{1e}^2, \text{ sau } F = k \frac{\pi}{4} D_{1e}^2\, H_{max} \ \text{[kgf]},$$

cu K și k arătați în tabelele [8, p. 223]. La turbine orizontale G nu intră în componența împingerii axiale totale F.

2.2.6. **Calculul arborelui și turației critice.** La turbine cu ax vertical acționează numai momentul de răsucire (torsiune) $M_t = 716{,}2\ P/n$ [kgf.m], cu P [CP] și n [rot/min], deci în kgf.cm. :

$$M_t = 71\,620\,\frac{P}{n} = W_p\,\tau;\quad W_p = \frac{\pi}{32}\,d^3;$$

$$d = 90\left(\frac{P}{\tau\,n}\right)^{1/3} = k\left(\frac{P}{n}\right)^{1/3}\ [\text{cm}].$$

La $\tau = 600\,;\ 800\,;\ 1000$ [kgf/cm^2], rezultă $k = 10{,}7\,;\ 9{,}7\,;\ 9$.

La turbine cu arbore orizontal, pe lîngă M_t acționează în fiecare secțiune a arborelui și momentul de încovoiere M_b, fiind :

$$M_i = 0{,}35\,M_b + 0{,}65\sqrt{M_b^2 + M_t^2} = \frac{\pi}{32}\,d^3\,\sigma_b\,;$$

$$d = \left(\frac{32M_i}{\pi\,\sigma_b}\right)^{1/3} \geqslant 2{,}17\left(\frac{M_i}{\sigma_{ba}}\right)^{1/3}.$$

La turația critică n_c arborele se deformează și tinde a se rupe ; de aceea turația reală n trebuie să fie suficientă sub n_c critic. La arborele spijinit în două lagăre marginale la distanța l [m], cu I [m^4] — momentul de inerție al maselor în rotație, E [kgf/ m^2]- modulul de elasticitate și G [kgf]-greutatea organelor rotitoare, va fi :

$$n_c = 415\sqrt{\frac{I\,E}{l^3\,G}} = (1{,}3,\ldots 1{,}5)\,n.$$

La rotorul F pe arbore în consolă, deci un singur lagăr, va fi :

$$n_c = 52\sqrt{\frac{I\,E}{l^3\,G}} = (1{,}3\ldots 1{,}5)\,n.$$

2.2.7. **Proiectarea aparatului director :** Aparatul director (statorul) are următoarele funcții : distribuie apa uniform pe periferia rotorului, transformă parte din p/γ în $c_0^2/2g$, realizează viteza absolută la ieșirea din pala directoare $c_0 \leqslant c_1$ cerută de c_1-rotor din triunghiul vitezelor (fig. XI.-6, c), cu unghiul absolut $\alpha_0 \approx \alpha_1$, reglează debitul Q de la Q_0, mers în gol pînă la Q — maxim și închide la nevoie turbina $Q = 0$, prin basculareа palelor cu fusele lor.

2.2.7.1. *Trasarea profilului palei.* În 2.2.2. s-au calculat D_0 și B_0 la ieșirea din palele directoare complet deschise la unghiul α_0. Cu notațiile din fig. XI.7 se calculează α_0 cu Q și P maxim :

$$\operatorname{tg}\alpha_0 = \frac{n\,Q^2}{44{,}1\,B_0 P} + \frac{sz_0}{\pi\,D_0}\sqrt{1 + \frac{n^2\,Q^4}{1946\,B_0^2 P^2}} = k.$$

Pentru un aparat director deschis complet α_0 depinde de mărimi cunoscute, deci k este constant, căruia îi corespunde mişcarea pe spirală logaritmică (care intersectează toate cercurile concentrice cu α_0 constant). Aceasta se demonstrează prin fig. XI.7 - dreapta jos :

$$\operatorname{tg}\alpha_0 = \frac{dr}{r\,d\theta} = k\,; \qquad \frac{dr}{r} = k\,d\theta\,; \qquad r = r_0\,e^{k\theta}\,.$$

Scheletul palei (OA în fig. XI.7, c) se calculează prin puncte avînd coordonatele cilindrice r, θ, variabile cu B_0 = constant la o turbină. De la punctul de plecare O în care raza r_0 pînă la axa turbinei este cunoscută, socotită cu $\theta_0 = 0$, se trasează noi raze cu θ crescînd cu cîte 5°. Se calculează pentru fiecare θ raza $r = r_0\,e^{k\theta}$ şi se notează lungimea scheletului cu x, variind de la $x = 0$ pentru punctul O pînă la $x_A = l = 10l_0/9$ pentru bordul de atac A. Considerînd la o scară relativă l egal cu unitatea, se împarte aceasta în 10 tronsoane egale, deci $x/l = 0\,;\,0{,}1\,;\,0{,}2\,;\ldots\,1{,}0$.

Ortogonal la x, deci la spirală, se consideră cîte un y, peste şi sub x şi se calculează :

$$y = \frac{2d}{l^2}\sqrt{(l-x)\,x^3} = 2\,\frac{c}{l}\sqrt{lx^3 - x^4}\,,$$

în care d este grosimea palei la $x = 0{,}5$, aleasă de la început de exemplu $d = cl$, cu $c = 0{,}11$ la $n_s = 100$ pînă la $c = 0{,}13$ la $n_s = 400$.

La fiecare $x/l = 0\,;1\ldots1$ se trasează ortogonal în sus $+\,y$ respectiv în jos $-\,y$ calculat şi se obţin puncte ale profilului palei. Se observă că la $x = 0$, deci în punctul O, ecuaţia precedentă dă $y = 0$ şi la A cu $x/l = 1$, $x = 1$, va fi $y = 0$. La $x/l = 0{,}5$, $x = l/2$ va fi $y = c\,l/2 = d/2$, ceea ce corespunde definiţiei iniţiale $d = cl$.

Prima zecime $x/l = 0$ la 0,1, cu y foarte mici, nu asigură rezistenţa palei, de aceea se taie şi rămîne profilul de la A la $x = 0{,}1\,l$, deci pala are profunzimea reală $l_0 = 0{,}9\,l$. Capătul de la ieşire se rabotează după fig. XI.7,c (stînga sus), cu punctele IKL şi grosimea s care a intrat în calculul anterior a lui $\operatorname{tg}\alpha_0$.

Se mai verifică grosimea profilului măsurînd s_0 între două pale deschise, unde trebuie să fie viteza absolută $c_0 = \dfrac{Q}{z_0 s_0 B_0}$ cu circa 5 % mai mică decît c_1 din triunghiul vitezelor (v. fig. XI.5,c). În cazul în care nu se verifică c_0 se corectează profilul alegînd în funcţia y o altă grosime d.

2.2.7.2. *Metoda închiderii palelor şi mecanismele reglajului.* Pe două pale succesive se aleg C_1C_2 — centrele fuselor de răsucire (fig. XI 8, a, b, c) aproximativ la mijlocul palelor, apoi se construieşte paralelogramul C_1C_2ID.

Din D ca centru relativ se trasează un arc de cerc $\overset{\frown}{FN}$, cu raza $\overline{DF}$, obţinînd N la contacul cu pala a doua. Se trasează apoi arcul de cerc $\overset{\frown}{FI}$ cu raza $\overline{C_1F}$ din centrul C_1 şi în final se răsuceşte N cu arcul $\overset{\frown}{NI}$ în jurul lui C_2. Se observă că I, la intresecţia arcelor de cerc $\overset{\frown}{FI}$ şi $\overset{\frown}{NI}$, este punctul de închidere a două pale, care răsucite în poziţiile punctate arată modul de închidere.

Dacă în *I* ciocul palei *1* atinge pala *2* într-un punct (de fapt pe generatoarea lungă cu B_0 prin *I*) construcția este bună. În caz contrar, cînd atingerea s-ar face pe o suprafață, se reface profilul palei.

În fig. XI.8, *b,c*, se arată pala *1*, inelele distanțiere *2*, fusul neantrenat *3*, fusul antrenat *4*, pîrghia *5* cu bucșa *6*, trăgătorul *7*, prin capul *8*, de inelul de reglaj *9*, iar *10—15* sînt presetupe și capace.

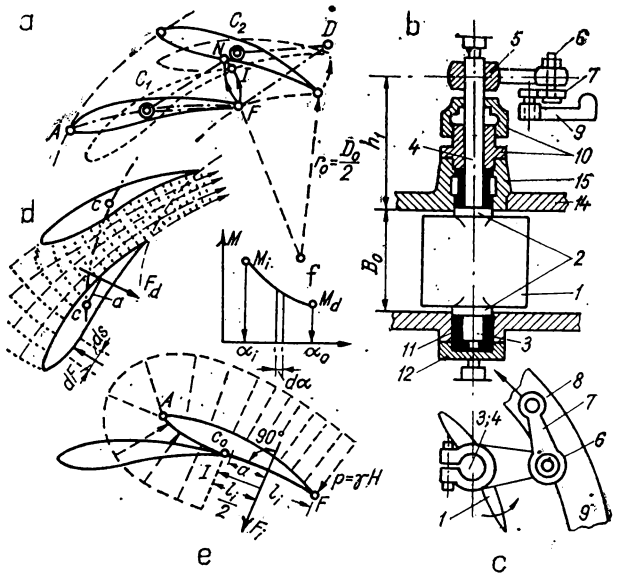


Fig. XI.8. Metoda închiderii palelor directoare *a*, forțele *d*, *e* și mecanismele reglajului *b*, *c*,

Cînd este răsucit inelul *9* cu cursa *s*, se închid simultan toate palele, respectiv la debite intermediare cursa inelului crește de la o la *s*. Inelul este răsucit de unul sau două servomotoare acționate de regulatorul automat.

2.2.7.3. *Calculul forțelor și momentelor pe palele directoare.* La pale închise (fig. XI.8, *e*), forța de închidere *F* cu o pală și momentul M_i a celor z_0 pale se calculează cu notațiile figurii :

$$F_i = \gamma H l_i B_0 ; \quad M_i = (1 + \mu) z_0 F_i a.$$

Estimînd acoperitor suma frecărilor $\mu = 0{,}5$ și $\gamma = 1\,000$, rezultă momentul M_i pentru întregul aparat director, care este totodată cel mai mare :

$$M_i = 1500 H l_i B_0 a z_0 \text{ [kgf.m]}.$$

La pale deschise complet M_d va rezulta mai mic decît M_i. Se trasează linii $\psi \perp \varphi$ (fig. XI.8, *d*) şi măsurînd Δn între două linii ψ — de-a lungul conturului palei, la m — canale, se calculează după Bernoulli presiunea p şi se calculează F_d şi M_d :

$$c = \frac{Q}{z_0 m B_0 \Delta n} = \frac{k}{\Delta n}\ ;\ p = 10\,000 - 1\,000\ H - 51\ c^2\ [\text{kgf/m}^2];$$

$$F_d = B_0 \Sigma\, p\Delta l;\ M_d = 1{,}5\ B_0 \Sigma\,(pa\Delta l)\ [\text{kgf.m}].$$

De asemenea se repetă procedeul pentru poziţia „semideschis" obţinînd momentele $M = f(\alpha)$ din fig. XI.8, *f*, care dau lucrul mecanic efectuat de servomotoare.

2.2.8. **Calculul carcasei spirale (melcul).** Pe baza fig. XI.9 în funcţie de unghiul la centru $\alpha = 0 \ldots 360°$, carcasa va avea diametre d scăzînd de la d_i la intrare pînă la 0 :

$$d_i = 0{,}536 \sqrt{\frac{Q}{k_i \sqrt{H}}};\ c_i = k_i \sqrt{2gH};\ d = \frac{Q\,\alpha°}{360° k} + \sqrt{\frac{r'\,Q\,\alpha°}{90\,k}}\ [\text{m}].$$

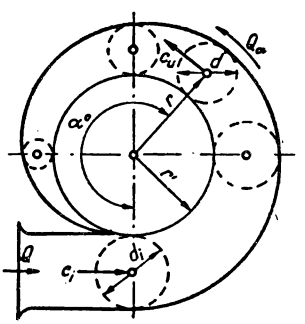


Fig. XI.9. Schemă pentru calculul carcasei spirale.

Coeficientul vitezei $k_i = 0{,}17$ la melc sudat şi $k = 0{,}2$ la cel turnat din oţel, perfect sablat în interior, trebuie să limiteze $c_i < 12$ [m/s], iar $k = k_i \sqrt{2gH}\ (r' + 0{,}5\ d_i)$.

La α-mare, cînd rezultă $d = B_0$, se transformă secţiunea circulară în una eliptică, cu semiaxele $ab = 0{,}25\ d^2$, în care $a = 0{,}5\ B_0$ iar $b = 0{,}5\ d^2\ /B_0$.

2.2.9. **Aspiratorul.** 2.2.9.1. *Descrierea aspiratorului.* Aspiratorul are următoarele funcţii : evacuează debitul din rotor spre canalul de fugă, la F — orizontal schimbă direcţia în cea verticală, iar la F-vertical, de putere mare, coteşte spre orizontal şi recuperează înălţimea cinetică $\eta_a\ (c_3^2 - c_4^2)\ /2\ g = f(n_s)$, procentual faţă de H cu atît mai mult, cu cît rapiditatea n_s creşte.

În fig. XI.10 sînt prezentate schematic tipuri de aspiratoare : *a*- tronconic, *b*-hiperboloid, *c*- cotit la F-monorotor, *d*-cotit la F-gemene, *e*-cotit spre orizontală la F cu ax vertical, *f*, *g*-hidrocon.

2.2.9.2. *Înălţimea aspiraţiei statice.* Cînd rotorul este aşezat cu $H_s > 0$ peste nivelul apei din aval H_s este „*aspiraţie*" şi viceversa la rotorul scufundat sub nivelul aval va fi înălţimea *contrapresiunii* $H_s < 0$. Trecînd de la aspiraţie la contrapresiune crescătoare se elim pericolul cavitaţiei şi pot fi realizate turaţii n, respectiv rapidităţi n_s mai mari. În acest fel scad investiţiile în turbină şi generator, în schimb creşte costul infrastructurii centralei (nu însă la cele de tip cavernă fig. XI. 3, *e*). Astfel, pentru fiecare centrală se calculează H_s — tehnic economic optim [8, p. 126—130].

Cavitația se produce la ieșirea din rotor, cînd presiunea p_2 scade spre p_v — vaporizare a apei (la t = 20° C, $\frac{p_v}{\gamma}$ = 0,24 m), datorită vitezelor și pierderilor de sarcină prea mari. Cavitația se manifestă prin:

— vibrații, lovituri, de ordinul sutelor de microni;
— prăbușirea randamentului turbinei;
— producerea de coroziuni chimico-hidrodinamice.

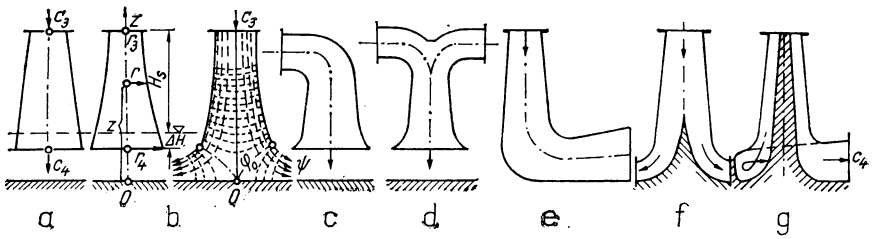


Fig. XI.10. Schemele diferitelor tipuri de aspiratoare.

Cavitația se evită prin calculul acoperitor al contrapresiunii deci H_s — negativ și prin forme de pale hidrodinamice proiectate corespunzător, iar în cazuri speciale prin introducerea de aer sub rotor. Introducînd coeficientul cavitației $\sigma = (H_b - H_s)/H$, cu înălțimea barometrică $H_b = 10{,}33 - 0{,}0011\ A$, scăzînd cu altitudinea A [m.d.M.], și cu căderea netă H, se obține:

$$H_s = 10{,}33 - 0{,}0011\ A - \sigma H;\ \sigma = \frac{0{,}000113\ n_s^{1{,}25}}{\left(\frac{64}{n_s} + 0{,}78\right)^4} + 0{,}004\left(\frac{n_s}{100}\right)^2 + 0{,}03.$$

Unele relații σ din literatură, necorespunzătoare, au dus la fenomene de cavitație și la necesitatea modificării ulterioare a turbinelor în exploatare.

2.2.9.3. *Forma aspiratoarelor* (fig. XI.10, *a*...*f*). Aspiratorul tronconic *a* nu este hidrodinamic rațional avînd randamentul mic $\eta_a < 0{,}75$. Aspiratorul hiperboloid *b* are două forme dintre care II mai favorabil, dă $\eta_a > 0{,}85$:

$$I,\ \psi = r^2 z = \text{const};\qquad \varphi = K(2z^2 - r^2) = \text{const};$$

$$II,\ \psi = \left(\frac{r^2}{2} + \frac{r^4}{16} + \ldots\right)\cos z\ ;\ \varphi = \left(1 + \frac{r^2}{4} + \frac{r^4}{16} + \ldots\right)\sin z.$$

Aspiratorul hidrocon *f* sau *g* provine din *II*-precedent dacă o linie de flux, apropiată de axa turbinei, este materializată din beton — blindat. Acesta dă $\eta_a > 0{,}85$ fără riscul producerii vortexului cavitației.

Formele cotite (*c*,*d*,*e*) au $\eta_a \approx 0{,}5 \ldots 0{,}6$ foarte scăzute, adică recuperează numai 50—60 % din $(c_3^2 - c_4^2)/2\ g$. Tipul *e* se aplică la turbine mari cu ax vertical.

2.2.10. **Greutatea agregatului G_F şi investiţia I_F — a agregatului Francis.** Greutatea turbinei G_F, a generatorului G_g şi a anexelor G_a [kgf] se determină la proiectare prin măsurători exacte a tuturor elementelor componente. Pentru studii se folosesc date tabelare din literatură, iar în [8, p. 110—123] se efectuează calculul analitic :

$$G_F = \frac{3\,300\ P^{0,875}}{\left(\frac{n_s}{329}\right)^{1,173} H^{1,312}};\ G_g = 6050\left(\frac{P}{n}\right)^{0,75};\ G_a = \left(0,38 - 0,00425\frac{P^{1,5}}{H^{2,25}}\right) G_F.$$

S-a introdus P [CP] la arbore şi în G_a : vana, regulatoare şi gospodării anexe, iar n şi n_s sînt corelate prin :

$$n_s = n\frac{P^{0,5}}{H^{1,25}} < 329\ \lg\left[\frac{45,45}{H}(10 - H_s)\right].$$

După Hidrotehnica nr. 8, 1967 se calculează cu p_h şi p_g [lei/kgf] pe turbină, respectiv pe generator, la P [CP] :

$$G_F = \frac{186\ P^{1,125}}{\left(\frac{n_s}{329}\right)^{0,75} H^{0,938}} - \frac{6,8\ P^{1,375}}{\left(\frac{n_s}{329}\right)^{1,085} H^{1,313}}\ [\text{kgf}];$$

$$I_F = (96,5 p_h - 79\ p_g)\frac{P^{1,125}}{\left(\frac{n_s}{329}\right)^{0,75} H^{0,938}} + \frac{0,242\ p_h\ P^{1,625}}{\left(\frac{n_s}{329}\right)^{1,42} H^{1,688}} - \frac{6,8\ p_h\ P^{1,375}}{\left(\frac{n_s}{329}\right)^{1,085} H^{1,313}}.$$

La $H = 70 \ldots 300$ m şi P foarte mare se alege F; la $H = 300 \ldots 600$ m se compară tehnic economic F cu Pelton şi la $H = 40 \ldots 70$ m, F cu Kaplan.

2.2.11. **Investiţia în agregatul F — complet.** Fiind cunoscute preţurile unitare medii p_h = [lei/kgf-turbină] şi p_g pentru generator, obişnuit $p_h = 30-35$ şi $p_g = 35-45$, investiţia I_F agregatului, inclusiv generatorul şi anexele, se exprimă prin relaţia :

$$I_F = \frac{3300\ \Phi_F\ p_h\ P^{0,875}}{\left(\frac{n_s}{329}\right)^{1,173} H^{1,312}} + 6050\ p_g\left(\frac{P}{n}\right)^{0,75};\ \Phi_F = 1,532 + \frac{0,00384\ P^{0,5}}{\left(\frac{n_s}{329}\right)^{0,67} H^{0,75}} -$$

$$- \frac{0,1078\ P^{0,25}}{\left(\frac{n_s}{329}\right)^{0,335} H^{0,375}}.$$

Investiţia poate fi calculată în orice valută dacă p_h şi p_g sînt adoptate pentru acea ţară.

2.2.12. **Alegerea între agregatele Francis (F), Kaplan (K) şi Pelton (P).** La căderi nete $H = 70...300$ m, la puteri mari, tipul optim este agregatul F. La H 30...70 m se compară tehnic economic agregatul F cu agregatul K, iar la $H = 300...600$ m F cu P. În [8, p. 123—126], s-au exprimat analitic balanţele energo-economice pentru comparaţia F—K şi F—P, care arată pentru fiecare centrală care este tipul optim de agregate. La fel în [8, p. 130—135] s-a calculat numărul m — optim de agregate într-o centrală pe baza relaţiilor tehnico-economice exprimate analitic şi, prin anularea primei derivate, rezultă m — optim.

2.3. TURBINE ELICOIDALE

2.3.1. **Caracterizarea şi descrierea turbinelor.** 2.3.1.1. *Turbinele elicoidale Kaplan K* (v. fig. XI.4, *a*, *b*) sînt, ca şi turbinele F, cu reacţiune, adică suprapresiune $p_1 > p_2$, au carcasa spirală, aparatul director şi aspiratorul asemănătoare cu cele F, însă rotorul este fundamental diferit. Se reglează sincronizat atît palele directoare cît şi rotoare, de aceea randamentul $\eta = f(Q, P. H)$ este aplatizat deci mai favorabil decît la F.

Rotorul se compune, conform fig. XI.4, *a*, din butucul *1*, cu z-pale elicoidale *2* fiecare cu fusul introdus în butuc. Prin pîrghiile *4*, trăgătoarele *5* şi traversa *6* (mişcată axial) palele sînt basculate în timpul rotaţiei. Arborele găurit *7*, conţine concentric ar borele de reglare *8*, în capăt cu pistonul *9* din cilindrul *10* al servomotorului rotoric care se cuplează cu arborele generatorului *11*.

Aparatul director cuprinde, la fel ca la F, z_0 pale directoare *12* reglate prin fuse, pîrghii, trăgătoare şi inel de reglare *13*. Capacul sub aparatul director *14* se racordează la cămaşa camerei rotorului, iar spre exterior cu carcasa spirală *15* (beton armat la $H <$ 35 m şi beton blindat cu tolă la $H = 35—70$ m). Capacul superior *16* susţine lagărul de ghidare radial, micropompele de ulei şi drenare, presetupe, susţinătorul inelului de reglaj şi alte elemente. Sub camera rotorului conul blindat *17* face legătura cu aspiratorul cotit. În fig. XI.4, *b* se prezintă secţiunea printr-o centrală fluvială, cu turbina *1*, camera spirală *2*, vana de admisie spre spirală *3*, batardoul pentru revizii *4*, aspiratorul *5*, batardoul *6* şi nivelul aval *7*. În sala maşinilor se găseşte generatorul *8*, regulatorul cu gospodăria de ulei *9*, alăturat transformatorul *10* şi toate încăperile şi podurile rulante. Cele mai mari turbine K sînt în prezent cele de la Porţile de Fier, fiecare de cîte 178 MW (250 000 CP la turbină).

2.3.1.2. *Turbinele Propeler* (Pr) sînt constructiv asemănătoare cu K, însă au reglarea simplă a palelor directoare, aşa că palele rotorului sînt înşurubate în butucul rotor. Datorită acestei simplificări investiţia este mai redusă însă forma curbei randamentului $\eta = f(Q,H, n)$ parabolică este dezavantajoasă faţă de K de aceea nu se aplică în centrale mari.

2.3.1.3. *Turbinele Thomann* (*Semikaplan* SK) au de asemenea reglarea simplă numai a palelor rotorice, cele directoare fiind fixe. Randamentul se încadrează aproximativ între K şi Pr, însă la centrale importante nu pot concura cu turbinele K.

2.3.1.4. *Turbinele Bulb* (B) (v. fig. XI. 4.*c*, *d*), au fost propuse prin anul 1930 de către prof. Thomann însă realizate în ultimul timp de Escher, Wyss, Neyrpic etc. S-a constatat că la căderi mici, sub 10 m, turbinele K nu mai sînt economice, fiind restrînse la puteri mici şi mijlocii şi datorită numeroaselor schimbări de direcţie a fluxului în spirală, rotor şi aspirator produc pierderi de sarcină prea mari.

Inovaţia constă în instalarea turbinei într-un tub orizontal sau slab înclinat, asemănător tubului Venturi. Prin această dispoziţie orizontală scad pierderile de sarcină, creşte randamentul şi capacitatea de înghiţire $Q_1 = Q/\sqrt{H}$, în comparaţie cu K.

În fig. XI.4., *d* se prezintă turbina bulb *1* cu confuzorul *2*, vana *3*, difuzorul *4*, batardoul *5*, sala mașinilor *6*, iar fig. XI.4, *c* se arată amănunțit turbina bulb *B*, care cuprinde: *1*, *2*-rotorul tip K-orizontal cu arborele *3*, lagărele *4* și *5*; *6*- generatorul în interiorul bulbului, cu excitatoarea *7*; *8*-carcasa bulb; *9*- carcasa exterioară; *10*, *11*- palele directoare diagonale cu pîrghii, trăgătoare și inel de reglaj, *12*-pale statorice fixe, *13*-puțul de vizitare. Totodată puțul *13* constituie a doua susținere a bulbului, față de carcasa *9*. Dispozitivul *14* constituie ventilația. Sute de agregate bulb în exploatare, unele cu rotoare avînd 8 m diametru, au dovedit o reducere a investiției în centrală de ordinul a 20% față de K și un randament cu 2—3% mai mare decît η-Kaplan.

2.3.1.5. *Turbinele axial concentrice* (AC). Între anii 1938—1960 s-au construit sute de turbine tubulare, „axial concentrice" la care rotorul hidraulic se rotește solidar cu cel electric, în carcasă concentrică. În [8, p. 64] se prezintă o asemenea turbină care are aceleași calități ca turbina bulb, însă necesită izolații electrice speciale în mediu umed, motiv care a dus la înlocuirea AC prin turbine bulb.

2.3.2. **Dimensionarea turbinelor K.** Pentru a nu se produce cavitația, rapiditatea reală $n_s < n_{sc}$ trebuie să fie sub cea critică;

$$n_s = n\frac{P^{0,5}}{H^{1,25}} < \frac{30\,000}{24 + H\dfrac{11,5}{10 - H_s}} - 100.$$

Gabaritele principale notate în fig. XI.4, *a*, se calculează cu $Q_1 = Q/\sqrt{H}$ din relațiile:

$$D_1 = \left(0,37 + \frac{270}{n_s}\right) Q_1^{0,5}; D_2 = \left(0,36 + \frac{252}{n_s} + 0,00002\, n_s\right) Q_1^{0,5}; D_b = \left(0,34 + \frac{1500}{n_s^{1,5}}\right) D_1;$$

$$D_0' = \left(0,385 + \frac{390}{n_s} - 0,0001\, n_s\right) Q_1^{0,5}; B_0 = \left(0,13 + 0,01\, n_s^{0,5}\right) D_0';$$

$$z = 2 + 0,9\, H^{0,5} - 0,01\, H,$$

z este valabil pentru $H > 30$ *m*, sub aceasta se adoptă $z = 3; 4; 5$ la $H \leqslant 10$, 11—24, respectiv 25—30 m. Alte metode de dimensionare sînt date în [8, p. 294—309].

2.3.3. **Calculul hidrodinamic al rotorului K.** Pe baza hidrodinamicei se definesc: circulația Γ_1-înainte, Γ_2-după rotor, Γ-în jurul unei pale, R_x — forța hidrodinamică de rezistență în direcția vitezei medii w_∞, R_z-portanța ortogonală la R_x, R-rezultanta, T-componenta tangențială și A-axială a lui R. Calculele următoare se bazează pe fig. XI-11. *a*, *b*, *c*:

$$\Gamma_1 = \int_0^{2\pi} c\cos\alpha\, r\, d\varphi = 2\pi\, c_{u1}\, r;\ \Gamma_2 = 2\pi\, c_{u2}\, r;\ \Gamma = \Gamma_1 - \Gamma_2 = 2\pi\frac{r}{z}(c_{u1} - c_{u2});$$

$$M_h = \gamma\frac{Q}{g} r\,(c_{u1} - c_{u2}) = \frac{\gamma Q}{2\pi g} z\,\Gamma;$$

$$(c_{u1} - c_{u2})\, r\,\omega = g\,\eta_h H;\ \Gamma = 2\pi g\frac{\eta_h H}{\omega z} = 589\frac{\eta_h H}{n z}.$$

Forțele hidrodinamice se exprimă în hidrodinamică prin $R = \rho\, CA\, v^2/2$, iar la rotoare $v = w_\infty$ și aria palei $A = l\ (D - D_b)/2$, cu profunzimea l și anvergura $(D_1 - D_b)/2$ (fig. XI. 11, *c*), deci:

$$R_x = \frac{\rho}{4} C_x w_\infty^2\, l\,(D-D_b);\ R_z = \frac{\rho}{4} C_z\ w_\infty^2\, l\,(D-D_b);\ T = R \sin(\beta_\infty - \varphi);$$

$$A = R\cos(\beta_\infty - \varphi);\ R = \sqrt{R_x^2 + R_z^2} = \frac{\rho}{4} C_z\, w_\infty^2\, l\,(D-D_b)\sqrt{C_x^2 + C_z^2}.$$

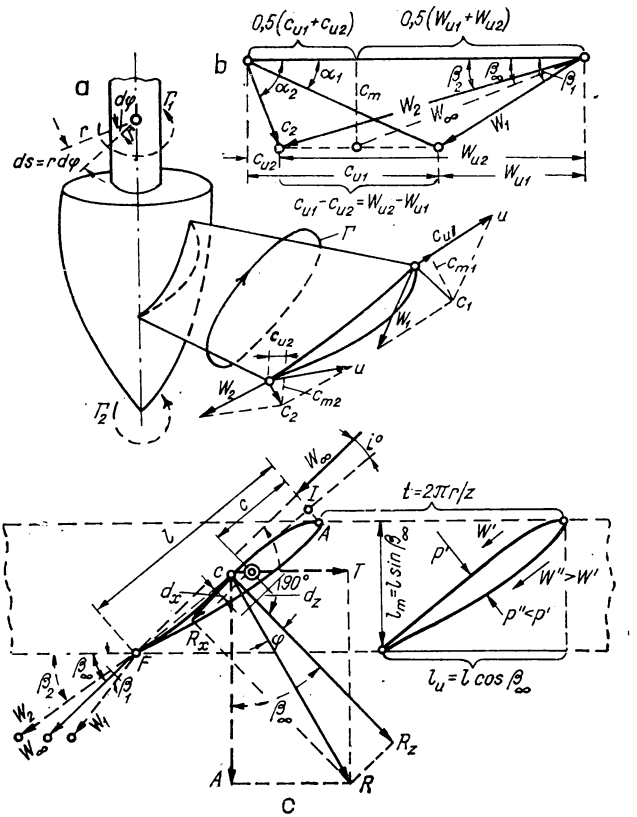


Fig. XI.11. Schemele necesare calculului hidrodinamic al rotorului Kaplan.

Puterea hidraulică P_h se exprimă în două moduri, care egalate, duc la randamentul hidraulic al turbinei η_h:

$$P_h = \gamma\, Q\, H\, \eta_h = z\, T\, u \text{ [kgfm/s], cu } T \text{ — precedent;}$$

$$\eta_h = \frac{\rho\, z\, u\, w_\infty^2\, l}{4\,\gamma\, Q\, H}\,(D - D_b)\sqrt{C_x^2 + C_z^2}\,\sin(\beta_\infty - \varphi)$$

Puterea reală a turbinei este $P = P_h \eta_m\, \eta_v/75$ [CP], avînd $\eta_m \eta_v = 0{,}95$ la turbine mici < 1000 CP şi 0,98 la cele de puteri peste 100 000 CP, la care $\eta_h \eta_m \eta_v \leqslant 0{,}95$ (global).

Componenta axială A, calculată precedent pentru o pală, arată împingerea axială F_a, care încarcă lagărul axial:

$F_a = zA + \Sigma G$, ΣG fiind greutatea tuturor organelor rotitoare.

2.3.4. **Polara aripii şi coeficienţii** C_x C_z. Profilurile palei, ca şi a aripii avionului, se obţin prin reprezentări conforme, avînd $z = x + i\,y$ şi $\zeta = \xi + i\,\eta$, de exemplu;

— Jukovski $z = \zeta + \dfrac{\lambda^2}{\zeta}$;

— generalizat $z = \zeta + \dfrac{C_1}{\zeta} + \dfrac{C_2}{\zeta^2} + \ldots \dfrac{C_n}{\zeta^n}$.

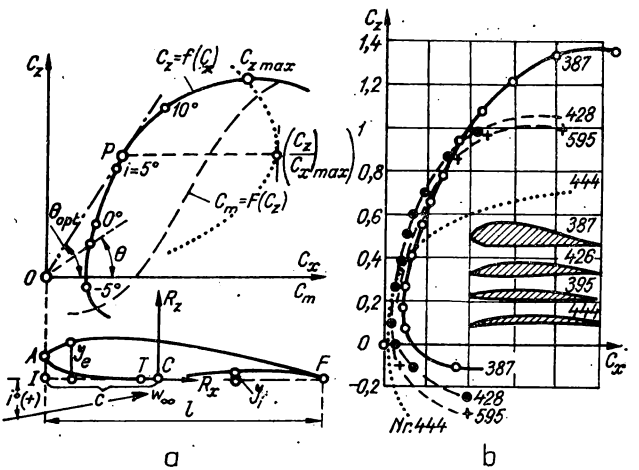


Fig. XI. 12. Polarele unor profiluri de pale.

Profilurile de pale pentru turbine şi pompe, optime în practică, au fost obţinute prin cercetări şi încercări în laborator efectuate timp de decenii. Rezultatul unui profil încercat este „*polara*", reprezentată în fig. XI.12, care constă din: coordonatele $C_x C_z$ şi curbele $C_z = f(C_x, i^0)$, date aci pentru patru profiluri ale Institutului Göttingen.

În partea de jos a figurii se arată coordonatele care se dau tabelar : x—pe coardă, y_1-extrados, y_2 -intrados, ortogonale la x. Bordul de atac se notează cu A, cu F — de fugă, $i°$-unghiul incidenței, variabil la Kaplan, față de viteza relativă medie geometrică $\overline{w}_\infty = (\overline{w}_1 + \overline{w}_2) / 2$.

2.3.5. **Metodă de trasare a palei rotorului K.** Din ecuația turbinelor $u(c_{u1} - c_{u2}) = g\,\eta_h\,H$, se extrage paranteza, înlocuind $u = \pi\,Dn\,/60$ și fiind K-constant pentru un canal parțial al rotorului, cuprins între două linii ψ — succesive, dar variabil de la un canal la celălalt :

$$c_{u1} - c_{u2} = 187{,}3\,\frac{\eta_h\,H}{\mathrm{n}\,D} = K.$$

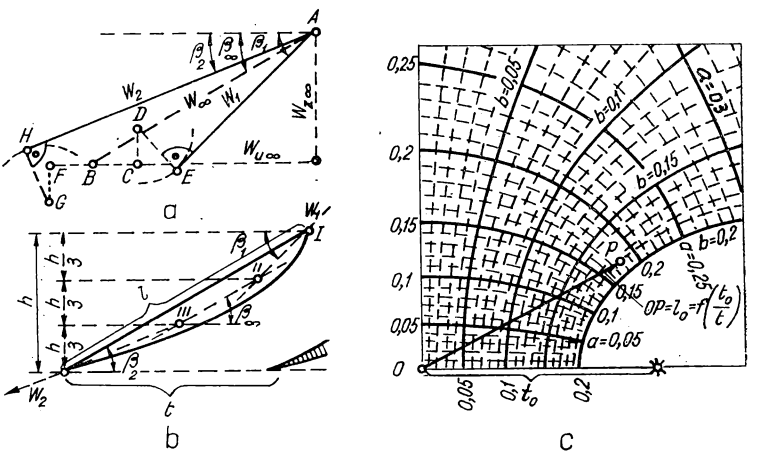


Fig. XI. 13. Trasarea palei rotorului K prin metoda grafoanalitică.

Metoda grafoanalitică se bazează pe fig. XI.13. și următoarele relații :

$$c_{u1} = 1{,}2\,K\,;\; c_{u2} = 0{,}2\,K\,;\; c_n = \frac{2t}{\pi\,l}\,K\,;$$

$$c_{ur} = a\,K\,;\; c_{uz} = bK\,;\; a, b \text{ din fig. XI. 13, } c\,;$$

$$w_{\infty u} = 0{,}6\,K\,;\; w_{uz} = \frac{4\,Q}{\pi(D^2 - D_b^2)}\,;\; \frac{l}{t} = 0{,}7\ldots1 \text{ (periferie)}\,;\; 0{,}9\ldots1{,}2 \text{ (butuc).}$$

Construcția vitezelor fig. XI. 13 *a* se face astfel :
— din A se obține B cu componentele $w_{\infty z}$ — ortogonal la $w_{\infty u}$;
— din B se obțin C și F simetrice cu două componente $+ c_{ur}$ și $-c_{ur}$;

— ducînd c_{zr} în sus dă D, iar din F în jos punctul G;

— din D se trasează un arc de cerc cu raza c_n şi din A se duce tangenta la cerc, rezultînd E;

— din G, se trasează cercul cu raza c_n şi tangenta din A şi se determină punctul H.

Vitezele relative căutate sînt : $w_1 = \overline{AE}$; $w_2 = \overline{AH}$ şi $w_\infty = \overline{AB}$, iar acestora le corespund unghiurile relative β_1, β_2, β_∞. Pentru canalul parţial cercetat, cu înălţimea

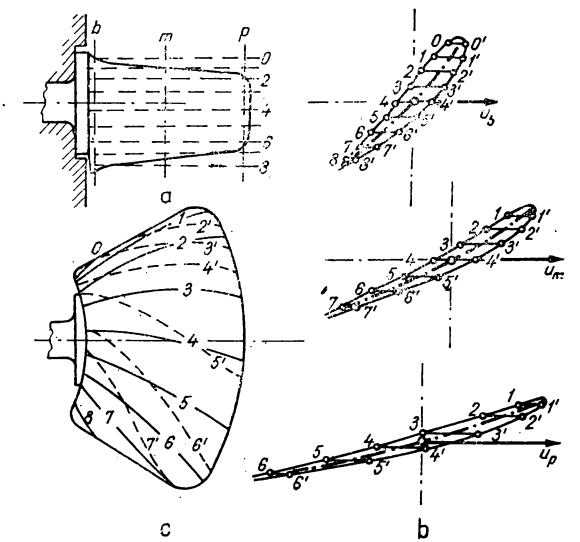


Fig. XI.14. Reprezentarea palei rotorului Kaplan.

palei h, se construieşte scheletul palei I, II, II, IV (fig. XI. 13, b) pornind din I cu unghiul β_1, din II cu β_∞ şi din III cu β_2. În jurul acestui schelet se desenează acel profil (din colecţia de polare), care asigură C_x C_z deci R_x R_z ca şi puterea respectivă, conform paragrafului 2.3.3.

2.3.6. **Reprezentarea grafică a palei.** Calculele precedente se repetă pentru mai multe secţiuni cilindrice. În fig. XI. 14, a, pentru ilustrare, se ia cea de la periferia palei p, la mijloc m şi la butuc b. Astfel s-au obţinut scheletele celor trei profiluri din fig. XI. 14, b şi în jurul lor s-au construit profilurile din colecţia Göttingen nr. 387 la butuc unde viteza periferică este $u_b = \pi D_b n /60$, nr. 490 la mijloc cu u_m şi nr. 444 la periferie cu u_p.

Vederea în plan (fig. XI.14, c) reprezintă conturul palei aşezată orizontal şi intersecţiile profilurilor cu plane paralele la vitezele u, care dau curbele topografice 0, 1, 2... 8-pentru intrados desenate cu linii pline, iar pentru extrados (spate) desenate cu linii punctate.

La alegerea tipurilor de profiluri se ţine seama de interacţiunea între palele aşezate în reţea, adică una după cealaltă, care dă $C_{zr} = mC_z$ în loc de C_z al palei individuale. Parametrul interacţiunii $m = f\left(i°, \beta°, \frac{t}{l}\right)$ este analizat în [8, p. 342—347 (tabelele IV.9—IV. 10)].

2.3.7. **Cuplul de răsucire al palei.** În fig. XI. 11, *c* se observă că rezultanta hidrodinamică trece prin centrul de presiune *C* care se găseşte la distanţa $c = \overline{IC} = l\, C_m/C_z$, în care *l* este profunzimea palei, C_m-coeficientul momentului în jurul *I*, definit prin curba $C_m = F(C_z)$ din polara XI.12, *a*. Cuplul faţă de fusul de răsucire al palei din fig. XI. 11, *c* (marcat prin două cercuri concentrice mici) este :

$$M_0 = R_z\, d_z - R_x\, d_x \approx \frac{\rho}{4} C_z\, w_\infty^2\, l\, d_z (D - D_b) \quad [\text{kgf. m}].$$

S-a neglijat $R_x\, d_x$ faţă de $R_z d_z$, deoarece $d_x < d_z$ şi R_x este aproximativ de 40 ori mai mic decît R_z (v. fig. XI. 12). Cuplul se studiază pentru diferite poziţii ale palei de la „deschis" spre „închis".

În literatură se dau indicaţii ca : $M_0 \approx (30 \ldots 40)\, HD^3$, sau $M_0 \approx (15 \ldots 25)\, P/H$ şi altele, care dau abateri mari, aşa că nu se recomandă aplicarea lor.

2.3.8. **Aparatul director K, SK, Pr.** Mecanismele de reglare sînt identice cu cele ale turbinelor *F*, pala este asemănătoare dar cu α_0 mult mai mare, datorită lui $n_{sK} > n_{sF}$, anume $\operatorname{tg} \alpha_0 = 0{,}24\, n\, Q^2 / B_0 P$.

La $n_{sK} > 800$ pala devine un profil biconvex. Numărul palelor directoare este $z_0 \approx (14 \ldots 16)\sqrt{D} - 2$. Forţele şi momentele se calculează la fel ca în al. 2.2.7.3.

2.3.9. **Carcasa spirală a turbinelor K, SK, Pr.** La turbinele elicoidale cu $H > 30$ m carcasa este identică cu cea a turbinelor F, adică cu secţiunea circulară din beton blindat cu tolă. La $H < 30$ m, carcasa din beton armat, neblindat, are forma arătată în fig. XI.1 5, *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, calculată la intrare cu $c_i = 0{,}71\sqrt{H} + 0{,}22$ şi fiecare secţiune după relaţia $c_{ur} = k = \text{const}$. La unghiul variabil $\varphi° = 0 \ldots 220°$, va fi după [8, p. 359—364] :

$$Q_\varphi = \frac{\varphi\, Q}{2\pi} = k \int_0^R \frac{B}{r}\, dr, \text{ de rezolvat grafic.}$$

2.3.10. **Aspiratorul turbinelor K, SK, Pr.** Aspiratorul, totdeauna cotit de la verticală la orizontală este acelaşi ca la turbina F — ultrarapidă şi se stabileşte numai pe baza încercării în laborator, căutînd modelul cu η_a maxim (care nu se confundă cu η al turbinei). În fig XI. 16 se arată un aspirator asemănător cu cele de la Porţile de Fier, sau cu cele de pe cascada Bistriţei, iar diferitele dimensiuni pot fi găsite în [6].

Înălţimea aspiraţiei $H_s > 0$, sau contrapresiunii $H_s < 0$, se calculează din $H_s = 10 - \sigma H$ cu :

$$\sigma = \frac{0{,}0526}{\left(\frac{0{,}6}{n_s^{0{,}03}} + 0{,}0003\, n_s^{0{,}97}\right)^2} + 0{,}0015 \left(\frac{n_s}{100}\right)^3 + 0{,}1.$$

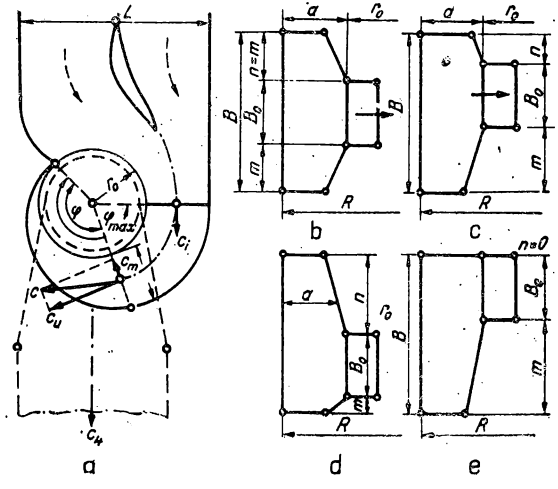


Fig. XI.15. Scheme pentru calculul carcasei spirale a turbinelor K, SK, Pr.

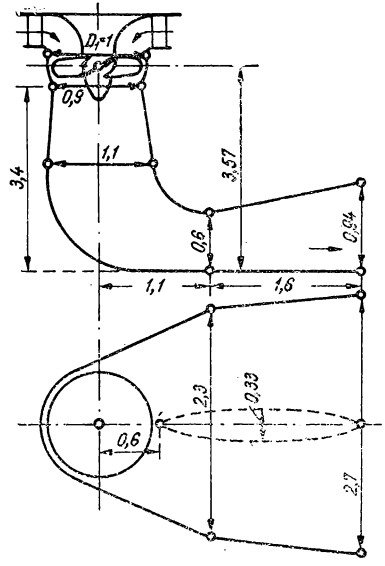


Fig. XI.16. Schema unui aspirator Kaplan,

În literatură se arată şi alte relaţii respectiv tabele, de exemplu [8, p. 367], dintre care unele au dus la fenomenul de cavitaţie, dar aplicînd σ precedent şi o justă proiectare a palelor rotorului se exclude pericolul cavitaţiei.

2.3.11. **Greutatea şi investiţia în agregate K.**

$$G_K = K(A-0{,}108)^{0,7}\left(1{,}41\frac{P^{1,1}}{H^{0,95}} - 0{,}1\,A^{0,5}\frac{P^{1,35}}{H^{1,325}}\right) + 229\,(A-0{,}108)^{0,75}\frac{P^{1,125}}{H^{0,938}};$$

$$I_K = Kp_h\,(A-0{,}108)^{0,7}\left(1{,}246\frac{P^{1,1}}{H^{0,95}} - 0{,}052\,A^{0,5}\frac{P^{1,35}}{H^{1,325}}\right) + 229\,(A-0{,}108)^{0,75}\times$$

$$\times\, p_g\,\frac{P^{1,125}}{H^{0,938}},$$

în care $K \approx 270$ la K cu spirală din beton armat şi $K \approx 300$ la cea metalică şi $A = 0{,}108 + 78{,}6/n_s$.

2.3.12. **Turbinele bulb (B).** Domeniul $H < 10$ m şi $P < 40\,000$ CP este categoric favorabil turbinelor B, iar între 10 şi 20 m se compară energo-economic agregatul B cu agregatul K. În aliniatul 2.3.1.4 s-a descris agregatul B, aşa că în continuare se arată calculul rapidităţii n_s, a turaţiei şi a gabaritelor, fiind $Q_1 = Q/\sqrt{H}$:

$$n_s = n\frac{P^{0,5}}{H^{1,25}} < \frac{30\,000}{24+H\dfrac{11{,}5}{10-H_s}} - k;$$

$$k = 270 - 100\sqrt{H} \text{ la } H = 3\ldots9 \text{ m};\ H_s = -0{,}4\,H;$$

$$k = -10\sqrt{H} \text{ pentru } H = 9\ldots20 \text{ m};\ H_s = -1{,}2\sqrt{H};$$

$$D_1 \approx D_2 = \left(0{,}37 + \frac{237}{n_s} + \frac{17\,500}{n_s^2}\right)Q_1^{0,5};\ D_b = \left(0{,}32 + \frac{1400}{n_s^{1,5}}\right)D_1;$$

$$D_B = (1{,}1-0{,}0003\ n_s)\ D_1;\ D_{0e} = (0{,}84 + 0{,}0005\ n_s)\ D_1;$$

$$D_{0i} = (0{,}32 + 0{,}00036\ n_s)\ D_1;\ S_0 = \frac{Q}{0{,}8 + 0{,}1\ H^{0,5}};\ S_4 = \frac{Q}{1 + 0{,}3\ H^{0,5}}.$$

Greutatea întregului agregat G_B şi investiţia I_B, inclusiv anexele asemănătoare celor de la agregatul Kaplan, caracterizate prin aceleaşi funcţii A şi Φ_K, se calculează din:

$$G_B = 22\,000\ A^{1,75}\frac{P^{0,875}}{H^{1,312}} + 6\,960\left(\frac{P}{i\,n}\right)^{0,75} \text{[kgf]};$$

$$I_B = 22\,000\,\Phi_K\,p_h\,A^{1,75}\frac{P^{0,875}}{H^{1,312}} + 6\,960\,p_g\left(\frac{P}{in}\right)^{0,75} \text{[lei]}.$$

Factorul $i = n_g/n$ arată că la turbina cu multiplicatorul turaţiei turbinei n la aceea a generatorului n_g (prin sistem planetar $i = 2, 5...4$), generatorul are diametrul mai mic şi este mai uşor. La majoritatea turbinelor B, cu $H > 6$ m şi $P > 10\,000$ nu se mai aplică multiplicatorul turaţiei, aşa că în relaţiile G_B şi I_B va fi $i = 1$.

Pe lîngă numeroasele centrale bulb, de puteri sub 5 000 CP pe turbină, s-au amenajat recent cascade de centrale mai mari pe Mosela, Rinul inferior şi Ronul inferior, exclusiv cu agregate bulb. În U.R.S.S. este terminată recent centrala Kiev — Nipru cu 22 agregate de cîte 25 MW fiecare pentru $H = 7...9$ m, şi în proiectare agregate mai mari pe Kama. Cascada Olt, în curs de proiectare, cuprinde în sectorul defileului numeroase centrale bulb. Construindu-se în viitor agregate B cu două rotoare în serie, căderea economică se va dubla $H \leqslant 30$ m.

Greutatea întregului agregat G_B şi investiţia I_B sînt cu 5—10% mai reduse decît cele ale agregatului Kaplan de acelaşi $HP\eta$, iar construcţia centralei bulb este cu 20—25% mai ieftină.

2.4. TURBINE CU ACŢIUNE PELTON (P)

Turbinele cu acţiune transformă întreaga cădere netă H în înălţime cinetică $c_0^2/2g\psi^2$, aşa că presiunea la intrarea şi ieşirea din cupele rotorului este egală cu cea atmosferică: $p_1 = p_2 = p_0 = 10\,330 - 1{,}11\,A$ avînd p în kgf/m² şi A în m. De aceea, aceste turbine se numesc mai logic *„cu egală presiune"*. De la roţile de curent antice, apoi cele cu făcae, şi de la primele turbine de egală presiune Zuppinger, Girard, mai tîrziu Bánki, s-au perfecţionat turbinele Pelton în aşa grad că nu se mai construiesc alte tipuri cu egală presiune.

2.4.1. **Descrierea turbinelor P.** Turbinele Pelton se construiesc în multe variante:

— cu ax orizontal cu un rotor, sau cu două rotoare gemene, fiecare rotor cu unu sau două injectoare (v. fig. XI.5, *a*, *b*)

— cu ax vertical, numai cu un rotor, cu două pînă la şase injectoare, la puteri mari (v. fig. XI.5, *c*), cum ar fi cazul de la Lotru cu trei agregate cu putere totală de 500 MW la $H \approx 750-800$ m.

Turbina P-monorotoare-monoinjectoare (v. fig. XI.5, *a*) constă din elementele: *1* — rotorul cu z — cupe pe disc, fixate individual sau grupate, respectiv toate cupele turnate o dată cu discul; *2* — arborele; *3* — acul injectorului, acţionat fie prin tije din exterior, fie din interior cu servomotor fuzelat *4*; *5* — ajutajul, care se închide succesiv prin acul injectorului şi *6* — vana; *7* — deflectorul funcţionînd ca regulator de presiune pentru a limita loviturile de berbec; *8-9* — ghidaje-cuţit de deviere a apei spre canalul de fugă; *10* — batiul, *11* — grătarul pentru revizii; *12* — canalul de fugă şi numeroase anexe.

În fig. XI.5, *b* se schiţează turbina P-biinjector, fie monorotor, fie gemene (două rotoare pe arbore şi între ele generatorul), la care acţionarea simultană a tijelor acelor injectoarelor şi a deflectoarelor se efectuează prin numeroase mecanisme, de la două servomotoare ale regulatorului automat dublu.

Turbina P cu ax vertical (v. fig. XI.5, *c*) cuprinde: elementele *1—7*, identice cu turbina P — monorotor descris mai înainte; *8* — carcasa batiu; *9* — lagărul radial; *10* — carcasa cu pompe de ulei şi anexe.

2.4.2. **Calculul gabaritelor principale.** Debitul Q [m³/s] al turbinei se distribuie la M injectoare a întregii turbine, indiferent că M se repartizează pe unu sau două rotoare. În spaţiul de revoluţie între ajutaj şi ac se transformă integral căderea în înălţime cinetică aşa că la un injector $c_0 = \psi\sqrt{2gH}$ avînd $\psi = 0{,}95$ la injectorul microturbinei cu

$P < 500$ CP şi $\psi = 0{,}975$ la turbine foarte mari ($P > 50000$ CP) Din ecuaţia continuităţii $Q = Mc_0\pi d_0^2/4$ rezultă diametrul vînei de apă d_0 la debitul plin $Q = Q_i/m$ a uneia din m turbine ale centralei care are debitul instalat Q_i :

$$d_0 = \sqrt{\frac{4Q}{\pi M \psi \sqrt{2gH}}} = 0{,}536 \sqrt{\frac{Q}{M\psi\sqrt{H}}} \text{ [m]}.$$

Diametrul D_0 de atac al rotorului pînă la axa vînei de apă, tangentă la rotor, se calculează utilizînd coeficientul vitezei periferice $k_u = u/\sqrt{2gH}$ şi relaţia $u = \pi D_0 n/60$:

$$k_u = \frac{\pi D_0 n}{60\sqrt{2gH}}; \quad D_0 = 84{,}6\, k_u \frac{\sqrt{H}}{n}; \quad k_u = 0{,}46 - 0{,}0006\, n_{si} + \frac{0{,}15}{n_{si}};$$

$$\frac{D_0}{d_0} = 538\, k_u \frac{\sqrt{M}}{n_s}.$$

2.4.3. **Rapidităţile turbinei P.** Pentru întreaga turbină cu M injectoare rapiditatea n_s se exprimă ca la celelalte turbine, fiind $n_1' = n D_0 / \sqrt{H}$ — turaţia unitară şi $Q_1' = Q/(D_0^2\sqrt{H})$ — debitul unitar, iar $P_1' = P/(D_0^2 H^{1,5})$ — puterea unitară, cu P [CP] :

$$n_s = n \frac{P^{0,5}}{H^{1,25}} = n' P_1'^{0,5} = 3{,}65\, n_1' (Q_1' \eta)^{0,5}.$$

Rapiditatea n_{si}, reperată la un injector, se calculează înlocuind P prin P/M şi este cuprinsă în zona optimă $n_{si} = 12 \ldots 20$:

$$n_{si} = \frac{n}{H^{1,25}} \left(\frac{P}{M}\right)^{0,5} = \frac{n_s}{M^{0,5}} = 576\, k_u \frac{d_0}{D_0} (\psi\eta)^{0,5}.$$

La valoarea $n_{si} = 20$ randamentul este încă mare (s-a atins $\eta_{max} = 0{,}92$ la $P > 200\,000$ CP) şi P — vertical cu $M = 6$ injectoare realizează la limită $n_s = n_{si} M^{0,5} \approx 45$, iar la $M = 6$ maximul realizat recent $n_s = 20\sqrt{6} = 49$. Renunţînd la un procent de randament se poate forţa $n_{si} < 25$ deci $n_{s\,max} < 61$ şi de aci în sus se aplică F-ultralent.

2.4.4. **Aplicarea similitudinii la turbina P.** Alegînd ca model o turbină care a realizat performanţe bune (indicii m), se poate proiecta o nouă turbină utilizînd parametrul similitudinii λ_r pentru rotor şi λ_s pentru injector şi întregul stator :

$$\lambda_r = \frac{D_0}{D_{0m}} = \frac{n_{sm}}{n_s} \frac{n_m}{n} \left(\frac{H\eta}{H_m \eta_m}\right)^{0,5};$$

$$\lambda_s = \frac{d_0}{d_{0m}} = \frac{n_s}{n_{sm}} \left(\frac{Q}{Q_m}\right)^{0,5} \left(\frac{H_m \eta_m}{H\eta}\right)^{0,25}.$$

Cu λ_r se înmulțesc toate dimensiunile cupei, discului și carcasei, iar cu λ_s conductele distribuitoare, vana, ajutajul, forma acului și deflectorul.

2.4.5. Numărul și așezarea cupelor. Numărul cupelor z se calculează aproximativ după unele relații, în care intră notațiile din fig. XI.17:

$$z \approx 0{,}35\frac{D_0}{d_0} + 12; \quad z \approx \frac{\pi}{\alpha - \frac{u}{c_0}\left(1 - \frac{d_0}{D_0}\right)\operatorname{tg}\alpha}; \quad z = 6{,}83\frac{D_0 + 2{,}33\,d_0}{\overline{A\,A_4}}.$$

Numărul z se rotunjește la primul număr întreg superior. Construcția grafică urmărește așezarea primei cupe în A cu muchia de intare $\overline{AD}$ tangentă la cercul superior cu

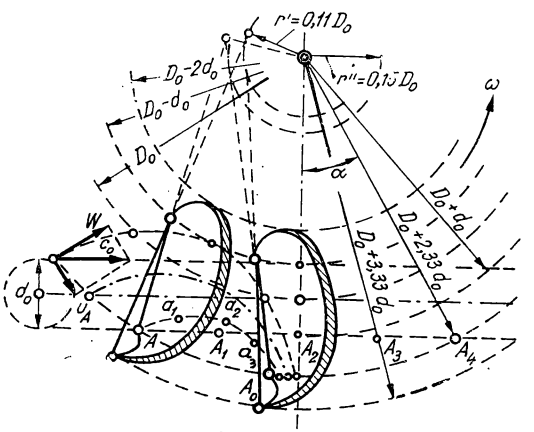


Fig. XI.17. Calculul numărului și așezarea cupelor Pelton.

raza $r''=0{,}15\ D_0$. Tot prin D trece muchia de ieșire $\overline{DG}$ tangentă la cercul $r' = 0{,}11\ D_0$. Următoarea cupă, cu muchia în A_0, trebuie așezată astfel ca să nu scape apă neatinsă de cupe, ceea ce se realizează din condiția cinematică $\overset{\frown}{A_0\,A_4} : u_A = \overline{AA_4} : c_0$. Împărțirea periferică $\overset{\frown}{AA_0}$ dă $z = \pi\ DA : \overset{\frown}{AA_0}$ + rotunjirea. La periferie cupele prezintă o tăietură $\overset{\frown}{AG}$ pentru a acționa în vînă 2—3 cupe consecutive, uniformizînd astfel cuplul.

2.4.6. Detalii constructive și calcule de rezistență. Cupa se compune din două scoici de formă elipsoidă (fig. XI.18, *a*), avînd $\beta_1 = 6 - 8°$; $\beta_2 = 4 - 6°$ pentru evacuarea bună a debitului. Spatele scoicilor au nervuri de rezistență și cupele sînt turnate din oțel superior anticoroziv.

În fig. XI.18, *b* se arată unul din tipurile de injectoare în care toate diametrele acului şi ajutajului sînt raportate la d_0 calculat în paragraful 2.4.2. La acul închis forţa de închidere F_i este cea maximă, iar la acul deschis $F_d < F_i$ (demonstrate în [8, p. 427—430]) :

$$F_i = -\frac{\pi}{4}(d^2 - d_i^2)\,\gamma\,H_{max};\quad F_d = 2\pi\gamma H\left(\int_0^{0,5d_c}\Phi\,r\,dr - \int_{0,5\,d_t}^{0,5\,d_c}\Phi\,r\,dr\right) \gtrless 0.$$

Deflectorul este un cuţit care la lovituri de sarcină deflectează vîna sau parte din ea spre nivelul aval (v. fig. XI.5, a poz. 7).

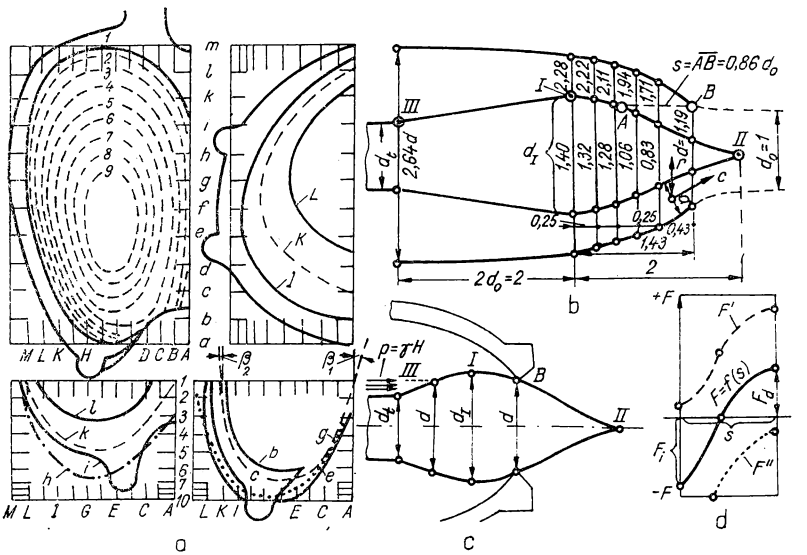


Fig. XI.18. Detaliile constructive ale turbinelor cu acţiune Pelton.

Pe cupă acţionează, la $u = \pi\,D\,n/60$-normal, forţele tangenţială T şi centrifugă C, cu debitul cupei $Q_c = (c_0 - u)\pi\,d_0^2/4$ şi componentele tangenţiale ale vitezelor relative între intrarea *1* şi ieşirea *2* cu $w_{u2} \approx -w_{u1} \approx (c_0 - u)\cos\beta_1$:

$$T = \gamma\frac{Q_c}{g}(w_{u1} - w_{u2}) = 838\,d_0^2\,H;\quad C = \frac{G}{g}R_0\,\omega^2 = 0{,}8\,\frac{GH}{D_0}\ [\text{kgf}].$$

La rotorul frînat brusc $u' = 0$, dar Q instantaneu încă maxim vor fi :

$$T' = T_{max} = 2852\,d_0^2\,H;\quad C' = C_{min} = 0.$$

La rotorul ambalat la $u_a \approx 1{,}9\ u$ forțele sînt :

$$T_a = T_{min} = 43{,}8\ d_0^2\ H;\ C_a = C_{max} = 2{,}88\ G\ \frac{H}{D_0}.$$

Combinînd în cele 3 cazuri (u, $u' = 0$, u_a) rezultanta $R = \sqrt{T^2 + C^2}$ va fi maximă pentru una din cele trei viteze u și cu acest R_{max} se calculează rezistența în diferite secțiuni ale cupei, ca și a discului.

Tija injectorului cu d_t este solicitată la forța maximă în poziția „*închis*" $F_{imax} = 1060\ H\ (d^2 - d_t^2) = \sigma\ \pi\ d_t^2/4$ la întindere, respectiv la compresiune plus flambaj. Cămașa distribuitorului are grosimea $s = \frac{pd}{2\sigma} + 0{,}2$ [cm], avînd p și σ în kgf/cm^2 și d în cm.

Deflectorul, de forma unui cuțit — scoică, suportă forța $F = 1\,490\ d_0^2\ H$, care dă momentul față de articulație $M = FR$, deci solicitarea la încovoiere, avînd $\sigma < \sigma_{bo}$ este :

$$1\,490\ d_0^2\ HR = \sigma\ W;\quad W \geqslant 1\,490\ d_0^2\ HR/\sigma_{bo};$$

2.4.7. **Greutatea și investiția agregatului P.** Agregatul compus din turbina P cu generator, fără anexe, are greutatea G_P și investiția I_p, inclusiv anexele, cu M-numărul injectoarelor, deci :

$$\Phi_P = 1{,}338 - 0{,}0023\ \frac{P^{1,5}}{H^{2,25}};$$

$$G_P = 5300\ \frac{P^{1,25}}{H^{1,875}}\left(\frac{1{,}1}{M^{0,5}} + 1\right) + 6050\left(\frac{P}{n}\right)^{0,75}\ [\text{kgf}];$$

$$I_p = 5300\ \Phi_P\ p_h\ \frac{P^{1,25}}{H^{1,875}}\left(\frac{1{,}1}{M^{0,5}} + 1\right) + 6050\ p_g\left(\frac{P}{n}\right)^{0,75}\ [\text{lei}].$$

3. GENERATOARE HIDRAULICE

În pagraful 1.2.2. s-au arătat clasele de generatoare : pompe volumice, centrifuge, elicoidale și pompe speciale, fiecare clasă subîmpărțită în diferite tipuri. Funcționarea energetică, inversă celei a motoarelor, este transformarea energiei mecanice în energie hidraulică. Clasele enumerate precedent se deosebesc între ele numai în ceea ce privește forma transformării energiei mecanice, comună celor 4 clase, în energia hidraulică și cu privire la formele constructive.

3.1. POMPE VOLUMICE

Această clasă de generatoare hidraulice transformă energia mecanică în energie de presiune, prin deplasarea volumului de lichid (apă, produse petroliere). Termenul cinetic fiind neglijabil față de cel al presiunii, în general sub 1 %, aceste pompe se numesc pompe volumice, de diferite tipuri, fiecare realizată constructiv după diferite subtipuri.

3.1.1. **Pompe cu piston.** Această clasă de pompe se imparte în tipurile : piston cu simplu sau dublu efect, piston diferențial, cu 2—3 pistoane (duplex sau triplex). Cele simple pot funcționa fără sau cu compensator al presiunii, numit *hidrofor* la aspirație și refulare (cazan cu apă și saltea de aer autocomprimat). Pistonul poate fi de tipul disc la presiuni p mici-mijlocii, sau plonjor la p mare.

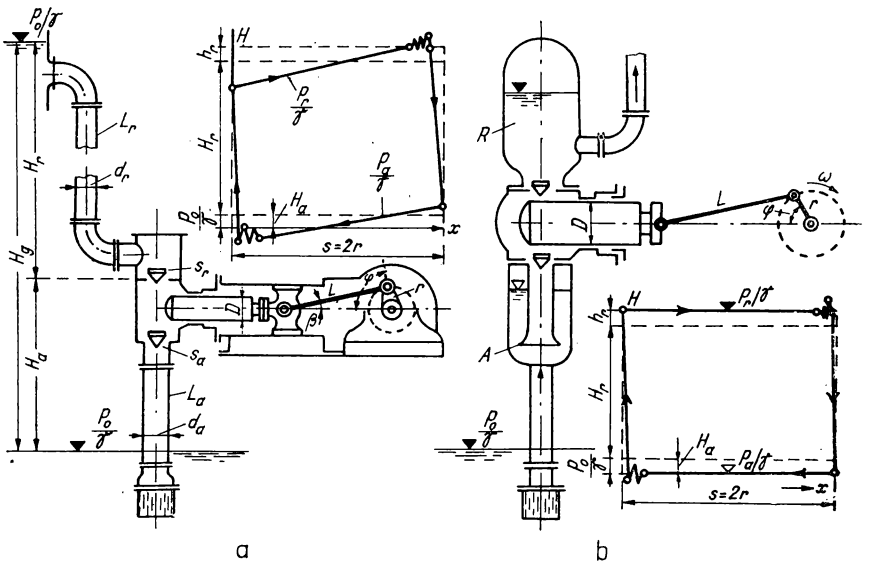


Fig. XI.19. Scheme de pompe cu piston cu simplu efect.

În fig. XI.19, *a* se schițează instalația cu pompă având simplu efect, fără hidrofor, la care raportul între manivela r și biela L este $\lambda = r/L \approx 0{,}2$, iar mărimile notate pe figură au indicii a — aspirație și r — refulare și cursa instantanee x devine maximă $s = 2r$ cu $\omega = d\varphi/dt$:

$$x = r(1 - \cos\varphi) + L(1 - \cos\beta) \approx r(1 - \cos\varphi)\,; \quad v = r\omega \sin\varphi\,;$$

$$a = r\omega^2 \cos\varphi.$$

Debitul Q_m și puterea se exprimă prin valori medii avînd $\eta_v = 0{,}85 \ldots 0{,}95$ (pompe mici la mari) secțiunea pistonului $A = \pi D^2/4$, cursa $s = 2r$, n [rot/min], η_m-mecanic, η_{hp} -hidraulic în pompă și η_h în conducte :

$$Q_m = A \, \text{sn} \, \eta_v / 60 \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right]; \quad P = 13{,}33 \, \frac{Q_m \, H_g}{\eta_h \, \eta_{hp} \, \eta_m} \; [\text{CP}].$$

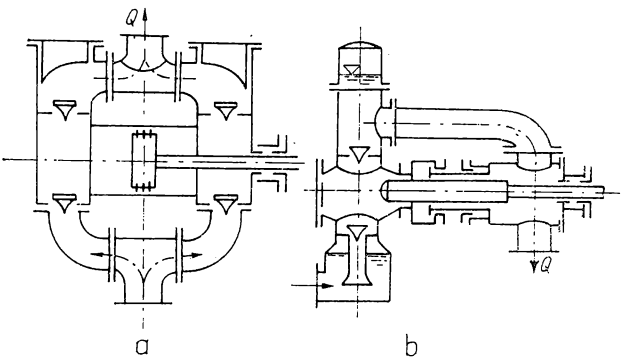


Fig. XI.20. Schema pompei cu piston cu dublu efect.

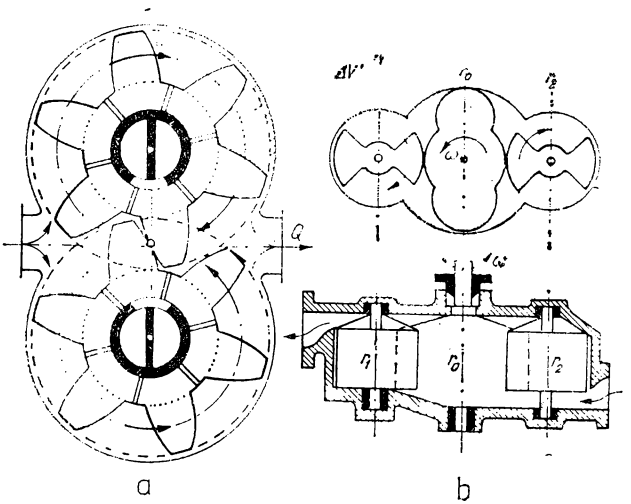


Fig. XI.21. Pompe volumice cu roți dințate.

Notînd $H = H_g/\eta_h > H_g$ înălțimea de refulare efectivă și $\eta = \eta_{hp}\,\eta_m$ se scrie puterea $P = 13{,}33\ Q_m H/\eta$ [CP]. Ciclul $H = f\ (x)$ arată o variație mare a lui $H = H_a + H_r + \Sigma\, h_r$, de aceea este indicată pompa cu hidrofor la refulare R și aspirație A, care uniformizează $H \approx$ const.

Oscilațiile la aspirație și refulare se datoresc dinamicii sistemului și supapelor s_r, s_a.

La pompele cu dublu efect (fig. XI.20, *a*) refulează ambele fețe ale pistonului, debitul este dublu la fel ca la pompa diferențială (fig. XI.20, *b*).

3.1.2. **Pompe volumice cu roți dințate.** Într-o carcasă, cu racorduri la aspirație și refulare, rotesc în sens invers două roți cu cîte z dinți, avînd ΔV-golul între doi dinți. O roată este antrenată cu n [rot/min], cealaltă purtată de prima (fig. XI.21, *a*) fiind debitul $Q = z\,\Delta V\,\eta_v\,n/30 = Kn$ [m³/s]. Prin Kn se exprimă că debitul crește liniar cu turația n. Randamentul $\eta_v = 0{,}85\ldots0{,}95$.

Pompa cicloidă (fig. XI.21, *b*) are două roți active $r_1 r_2$ și între ele r_0 de antrenare, la care $Q = \Delta\, V'\,\eta_v\,n/30$. Aceste pompe sînt foarte robuste, sigure în funcționare, durabile, dar debitează Q mici la presiuni mari. De aceea se utilizează mai ales la gospodăriile de ulei din centrale electrice și din industrii.

3.1.3. **Pompe cu lamele glisante în tamburul excentric.** Motorul volumic schițat în fig. XI.2, *c*, funcționează reversibil ca pompă, dacă tamburul cu pale glisante este rotit de puterea mecanică P cu n [rot/min], în care caz aspirația cu p_0 se produce în stînga și refularea spre dreapta. Notînd raza exterioară cu r_e și raza interioară cu r_i, aria semilunii cu $A = \pi\,(r_e^2 - r_i^2)\ k$, cu $k \approx 0{,}9$ datorită lamelelor și cu B lățimea activă a lamelelor, se exprimă debitul prin $Q = AB\,\eta_v\,n/60 = kn$ [m³/s]. Puterea pompelor volumice pentru ulei se calculează cu p [at], $P = 167\ pQ$ [CP]; $N_m = 192\ pQ$ [kW-electromotor].

3.2. POMPE CENTRIFUGE

Această clasă de generatoare transformă energia mecanică primară în energie hidraulică de presiune și cinetică, pe baza centrifugării lichidului în turboroți. Totodată pompa centrifugă este o turbină F inversată ca flux și rotație. De asemenea pompa centrifugă este asemănătoare turbocompresoarelor la care fluidul fiind gazul compresibil se combină calculul hidromecanic cu acela al ciclului termodinamic. Clasa pompelor centrifuge se împarte în tipuri și acestea în sub tipuri : pompa monoetajată simplă, cea cu dublu flux, pompa multietajată pentru căderi mari și cu dublu flux la debite mai mari.

În cadrul transformatoarelor hidroenergetice, tratate în subcapitolul 4.4, funcționează în prezent pompe cu puteri de 100 000—200 000 CP, la înălțimi de refulare $H = 200\ldots1\,100$ m. Pentru alimentări cu apă pompele au $H < 60$ m și $Q < 2$m³/s, iar la sisteme de irigație intinse se cer debite mari la H <25 m, uneori mai mult.

3.2.1. **Pompe centrifuge monoetajate cu simplu flux.** 3.2.1.1. *Descrierea și relații de bază.* După rapiditatea $n_s = nP^{0,5}/H^{1,25}$ sau $n_q = nQ^{0,5}/H^{0,75}$ se clasifică pompele centrifuge în : radiale lente cu $n_s < 150$, normale cu 151—300, rapide- diagonale cu $n_s = 300$—650. La gabarite mici-mijlocii axa este orizontală, iar la cele mari-verticală (asemănătoare turbinelor F). Schema instalației cu conducte și rezervoare seamănă cu cea dată în fig. XI.19, *a*, înlocuind pompa cu piston prin pompa centrifugă avînd p'

la manovacuumetrul sub rotor, p'' la ieşirea din carcasă spirală şi z distanţa între cele două manometre, înălţimea refulării efective fiind H:

$$H = H_g + \Sigma h_r = \frac{p'' - p'}{\gamma} + \frac{c''^2 - c'^2}{2g} + z \text{ [m]};$$

$$\Sigma h_r = 0{,}0826\ Q^2 \left(\lambda_r \frac{L_r}{d_r^5} + \lambda_a \frac{L_a}{d_a^5} + \Sigma \frac{\zeta_r}{d_r^4} + \Sigma \frac{\zeta_a}{d_a^4} \right) \approx KQ^2.$$

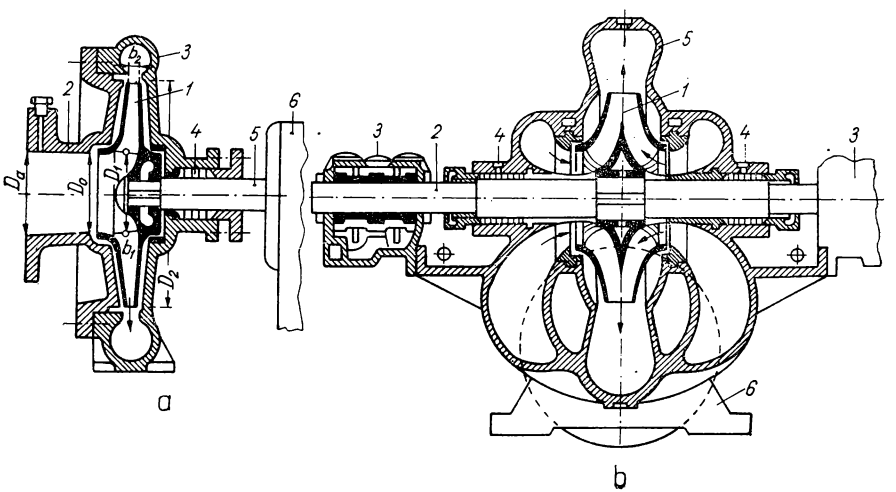


Fig. XI.22. Micropompă centrifugă monoetajată cu simplu flux *a* şi cu dublu flux *b*.

Puterea la arborele pompei P şi la bornele electromotorului N_m avînd $k = 1{,}05 \ldots 1{,}15$ — supraechipare, se calculează cu:

$$P = 13{,}33\ Q\,H/\eta \text{ [CP]}; \quad N_m = 9{,}81\ k \frac{Q\,H}{\eta\ \eta_m} \text{ [k W]}\ ; \quad \eta = \eta_h\ \eta_v\ \eta_{mec}.$$

În fig. XI.22, *a*, se arată o micropompă cu simplu flux avînd notaţiile: *1*-rotorul cu $D_1\ b_1$ la intrare, $D_2 b_2$ la ieşire (refulare); *2*-conul şi carcasa aspiraţiei cu flanşa D_a de racord la conducta aspiraţiei; *3*-carcasa spirală combinată cu presetupa *4*; *5*-arborele cu lagărul *6*. În fig. XI. 22, *b* se schiţează pompa cu dublu flux.

3.2.1.2. *Gabaritele pompei.* Metoda similitudinii se aplică dacă se găseşte o pompă în funcţiune cu performanţe bune, aleasă drept model (indicii m), numai dacă n_{sm} diferă cu cel mult $\pm 5\%$ faţă de n_s al pompei care se proiectează. În acest caz toate dimensiunile $D = \lambda D_m$, $b = \lambda b_m$ se calculează cu parametrul similitudinii:

$$\lambda = \frac{n_m}{n}\left(\frac{n_s}{n_{sm}}\right)^{2/3}\left(\frac{H}{H_m}\right)^{1/2}\left(\frac{\eta\,\eta_{vm}}{\eta_m\,\eta_v}\right)^{1/3};\quad \eta = 1-(1-\eta_m)\left(\frac{\nu\,n_m}{\nu_m\,n}\right)^{0,1}\left(\frac{D_m}{D}\right)^{0,2},$$

Randamentul $\eta = \eta_{hp}\,\eta_v\,\eta_m$ este cel global, „η_{hp}-hidraulic al pompei, η_m-mecanic, iar $\eta_v = 0{,}98-0{,}2\,P^{-1/4}$-cel volumic. Debitul refulat Q se amplifică la aspiraţie $Q_a = Q/\eta_v$ pentru a preveni pierderile prin fantele între rotor şi carcasă.

Metoda dimensionării directe se aplică în cazurile în care nu se găseşte un model potrivit. Cînd rotorul este amplasat peste nivelul aval, deci la aspiraţia $H_a = H_s > 0$, viteza înaintea intrării $c_0 < 2\ldots3$ m/s, iar la rotor scufundat sub nivelul aval $H_s < 0$ (contrapresiune) se majorează succesiv c_0 pînă la 5 m/s. Cu aceasta se calculează:

$$D_0 = \sqrt{\frac{4\,Q}{\pi\,\eta_v\,c_0}};\quad D_1 = (1{,}05\ldots1{,}1)\,D_0;\quad c_1 \approx 1{,}05\,c_0;$$

$$b_1 = \frac{Q}{\pi\,D_1\,\varepsilon_1\,\eta_v\,c_1};\quad D_2 = \frac{60\,u_2}{\pi\,n} \leqslant \frac{764}{n}\ [\mathrm{m}];\quad \varepsilon_1 \approx \varepsilon_2 \approx 0{,}95;$$

$$b_2 = \frac{Q}{\pi\,D_2\,\varepsilon_2\,\eta_v\,c_{m2}};\quad c_{m3} = c_2 \sin\alpha_2 \approx 1{,}05\ c_1;$$

$$z \approx 6{,}5\,\frac{D_2+D_1}{D_2-D_1}\sin\frac{\beta_1+\beta_2}{2};\quad \beta_1,\ \beta_2 \text{ din fig. XI.23.}$$

3.2.1.3. *Calculul triunghiurilor vitezelor şi a palei.* La rotorul cu $z = \infty$ pale rezultă înălţimea de refulare teoretică $H_{t\infty}$, iar la $z =$ finit $H_t < H_{t\infty}$, din ecuaţia generală a pompelor (identică celei de la turbine cu indici inversaţi) $H_{t\infty} = (c_{u_2}\,u_2 - c_{u_1}\,u_1)/g$, fiind la regimul de calcul, cu η maxim, $c_{u_1} = 0$ şi $\alpha_1 = 90°$, deci:

$$H_{\infty} = \frac{c_{u_2}\,u_2}{g};\quad H_t = \frac{1}{g}\,(c'_{u_2}\,u_2 - c'_{u_1}\,u_1) = k\,H_{t\infty}.$$

* Notaţiile rezultă din fig. XI.23; *1*-intrarea; *2*-ieşirea din pala rotorului şi componentele $c_{u1} = c_1 \cos\alpha_1$; $c_{u2} = c_2 \cos\alpha_2$, respectiv ortogonal la $u = \pi\,D_n/60$ se notează componentele meridiane $c_{m1} = c_1 \sin\alpha_1 = c_1$ şi $c_{m2} = c_2 \sin\alpha_2$. Deformarea trunghiurilor ABC în ABC' şi ADE în ADE' provine din faptul că liniile de flux nu mai urmează pala

datorită palelor cu z finit. Pala se proiectează punct cu punct, însă la pompe mici poate fi un arc de cerc $\overset{\frown}{1\ 2}$, cu centrul *3*, obținut trasînd din *1* direcția β_1 și din *2*, β_2 care se intersectează în *3*. Pe cercurile $\overset{\frown}{0\ r_1}$ și $\overset{\frown}{0\ r_2}$ se trasează alte pale cu pasul $t_2 = 2\pi\ r_2/z$.

Coeficientul $k = H_t/H_{t\infty}$ subunitar, introdus precedent, se determină din:

$$k = \frac{c'_{u_2}\ u_2 - c'_{u_1}\ u_1}{c_{u2}\ u_2} \approx 0{,}6 \ldots\ 0{,}7.$$

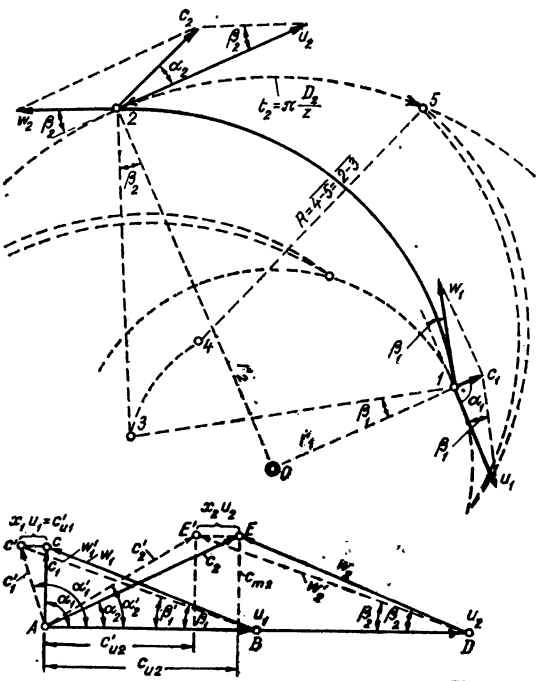


Fig. XI.23. Calculul triunghiurilor vitezelor și a palei pompelor centrifuge.

Înălțimea de refulare efectivă $H = H_g + \Sigma h_r = H_g/\eta_h$, introdusă în paragraful 3.2.1, se exprimă și prin $H_{t\infty}$ anume:

$$H = \eta_h\ k\ H_{t\infty} = \frac{k}{g}\ \eta_h\ c_{u2}\ u_2.$$

De altă parte H efectiv se exprimă prin debitul Q și puterea P [CP] la arborele pompei : $H = 0{,}075\ P\eta/Q$ și egalînd cele două înălțimi H, va fi :

$$0{,}075\frac{P}{Q}\eta = \frac{k}{g}\eta_h c_{u2} u_2;\ c_{u2} = \frac{0{,}075\ g P \eta}{k Q \eta_h u_2} = \frac{14 P \eta}{k Q D_2 n \eta_h}.$$

Astfel, fiind cunoscute vitezele c_{u2}, u_2, c_{u1}, u_1 și calculînd componentele c_{m1} și c_{m2} se pot construi triunghiurile vitezelor (fig. XI.23):

$$c_{m1} = \frac{Q}{\pi D_1 b_1 \varepsilon_1 \eta_v};\quad c_{m2} = \frac{Q}{\pi D_2 b_2 \varepsilon_2 \eta_v}.$$

3.2.1.4. *Celelalte elemente ale pompei.* Pompele mici-mijlocii nu cuprind aparat director, așa că debitul trece din rotor direct în carcasa spirală care se calculează analog ca la turbine F, fiind cunoscut unghiul α_2' care determină spirala logaritmică a carcasei.

Conducta aspirației avînd $D_a > D_0$ se calculează cu viteza $c_a \approx 0{,}9\ c_0$, deci $D_a = (4\ Q/\pi\ c_a)^{0,5} = 1{,}19\ (Q/c_0)^{0,5}$. Arborele are indicativ $d = 0{,}12\ (P/n)^{1/3}$ [m].

3.2.2. **Pompa centrifugă cu dublu flux.** Reunind două rotoare ca în fig. XI.22, *b* se dublează debitul $Q_d = 2Q$, deci și puterea mecanică necesară, așa că rapiditatea $n_{sd} = \sqrt{2}\ n_s$ crește față de n_s al pompei cu simplu flux. Proiectarea unui rotor se face pentru o jumătate de debit $Q_d/2$, la fel ca în paragrafele precedente. În figură s-au notat : *1*-rotorul dublu simetric ; *2*-arborele sprijinit în lagărele *3* ; *4*-presetupele ; *5*-carcasa complexă, care reunește atît aspirația cît și spirala, amplasată pe batiul *6*.

3.2.3. **Pompa centrifugă multietajată.** Deoarece pompele simple au H limitat, cînd se cere $H' = mH$ mult mai mare, se construiesc m-rotoare în serie pe arbore, fiind $n_s' = n_s/\sqrt{m}$, față de n_s al pompei simple.

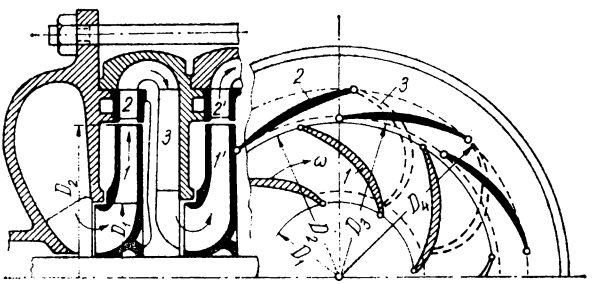


Fig. XI.24. Schema unei părți a pompei centrifuge multietajată.

Între rotoare se montează canale directoare care readuc debitul de la periferie spre ax, așa cum se schițează o parte din pompă în fig. XI.24. Palele unui rotor sînt desenate prin liniuțe, iar cele directoare cu linii pline. Calculul fiecărui rotor se efectuează ca în paragraful 3.2.1, iar statorul conform [1, p. 354—357].

3.3. POMPE ELICOIDALE AXIALE

Dezvoltarea marilor sisteme de irigaţie, a alimentărilor cu apă industrială necesare complexelor industriale şi a centralelor termoelectrice de mii megawaţi, necesită debite tot mai mari la H-mic.

Pompele cele mai adecvate sînt cele elicoidale, construite preponderent axiale, iar în ultimul timp centralele transformatoare hidroenergetice şi cele maremotrice sînt echipate cu agregate bulb care funcţionează reversibil şi ca pompe.

Uzina de pompe Bucureşti produce în serie pompe axiale numite „Dunărea" cu $D = 0{,}75$ m care dau $Q = 2$ m³/s la $H = 8$ m şi tipul cu $D = 0{,}45$ m. În alte ţări funcţionează pompe axiale cu 50 m³/s, iar cele maremotrice pînă la 150 m³/s la pompa bulb.

3.3.1. **Principiul funcţionării şi baza hidrodinamică.** Fluxul prin rotor este axial concentric, în consecinţă forţele centrifuge radiale nu acţionează în sensul refulării. Prin palele hidrodinamice fuzelate se prelucrează circulaţia Γ în cuplul M_h şi puterea hidraulică P_h, prin intermediul rezultantei hidrodinamice $R = \sqrt{R_x^2 + R_z^2}$. Procesul hidrodinamic este asemănător dar de sens invers celui calculat la turbinele K, care pot funcţiona reversibil şi ca pompe. Astfel, se aplică relaţiile, ţinînd seama că la pompa pur axială $u_1 = u_2 = u = r\,\omega$:

$$z\,\Gamma = 2\,\pi\,r\,(c_{u2} - c_{u1}) = \frac{2\,\pi\,g\,M_h}{\gamma\,Q}\,;\quad M_h = 75\,\frac{P_h}{\omega}\,;$$

$$P_h = \frac{\gamma}{75}\,Q\,H_t = \frac{\gamma\,Q\,H}{75\,\eta_h}\,;\quad M_h = \frac{\gamma\,Q\,H}{\omega\,\eta_h}\,.$$

Se introduce ultima relaţie M_h în $z\,\Gamma$ de sus şi se obţine Γ pentru o pală şi din relaţiile paragrafului 2.3.3 rezultă $C_z\,l/t$ avînd l-profunzimea şi t-pasul palelor:

$$\Gamma = \frac{2\,\pi\,g\,H}{z\,\omega\,\eta_h} = \frac{589\,H}{z\,n\,\eta_h}\,;\quad C_z\,\frac{l}{t} = \frac{2g\,H\,c_m\cos\varphi}{u\,w_\infty^2\,\eta_h\sin(\beta_\infty + \varphi)}\,.$$

Din colecţia polarelor aripilor se alege, pe baza coeficientului momentului C_m şi C_z al portanţei, profilul corespunzător rotorului pompei proiectate.

3.3.2. **Proiectarea rotorului axial.** Zona rapidităţii pompelor delimitează pompele axiale lente cu $n_s < 600$ şi rapide peste 600. Din înălţimea de aspiraţie H_s (la pompe notată şi cu H_a), rezultă viteza absolută la intrarea în rotor $c_1 = c_{m1}$, fiind $\alpha_1 = 90°$ la regimul optim (de calcul):

$$c_1 < 4{,}43\,\sqrt{10{,}33 - 0{,}0011\,A - h_{rs} - 0{,}000\,88\,n_q^{4/3}\,\frac{H}{\eta_h^2} - H_s}\,.$$

Pierderea de sarcină în aspirator este de ordinul 2% din H, deci $h_{rs} \approx 0{,}02\ H$, iar $10{,}33 - 0{,}0011\ A \approx 10$, cu $n_q = nQ^{0,5}/H^{0,75}$ şi pentru a avea o marjă de 10% împotriva cavitaţiei se înlocuieşte 4,43 prin 4. Astfel viteza reală la intrare va fi :

$$c_1 = 4\sqrt{10 - 0{,}02\ H - 0{,}00088\frac{n^{4/3}\ Q^{2/3}}{\eta_h^2}H^{1/4} - H_s}$$

La debitul pompat Q trebuie introdus în calculul rotorului $Q/\eta_v \leqslant 1{,}05\ Q$. Din relaţia continuităţii, cu diametrul rotorului, D, ţinînd seama că de $D_b \approx 0{,}4\ D$ al butucului şi $\varepsilon \approx 0{,}95$ coeficientul contracţiei datorită palelor, rezultă : $D = 1{,}29\sqrt{Q/c_1}$ [m].

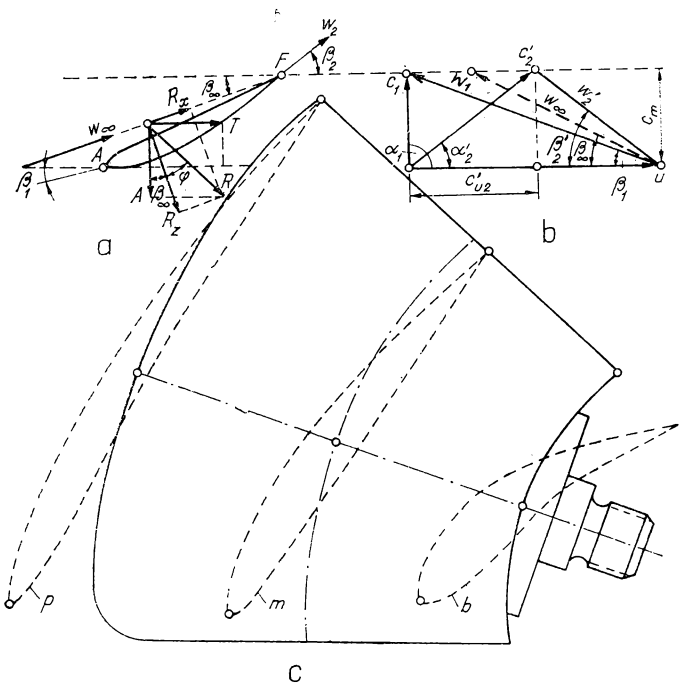


Fig. XI.25. Proiectarea palei rotorului pompei axiale.

Turaţia se alege în corelaţie cu c_1 precedent, anume $n = 500$ sau 600 (rareori 750), în funcţie de H_s şi c_1, adoptaţi şi din n rezultă $u = 0{,}1047\ n\ r = k\ r$, pentru fiecare canal de flux între D_b şi D. La intrarea în rotor, regimul de funcţionare optim cere $\alpha_1 = 90°$, deci $w_1 = (c_1^2 + u^2)^{0,5}$ şi fiind c_1 şi u cunoscute, se determină triunghiul de intrare (fig. XI.25, *b*).

Pentru ieşirea din rotor, cu acelaşi D şi u, se calculează componentele vitezei absolute, la ieşire c_2' şi viteza relativă w_2', aşa că este cunoscut şi triunghiul vitezelor la ieşire :

$$c_{u2}' = \frac{93{,}8\ H}{r\ n\ \eta_h}\ ;\ c_{m2} \approx c_1 \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_2} < 1{,}1\ c_1\ ;\ c_2' = \sqrt{\frac{8800\ H^2}{r^2\ n^2\ \eta_h^2} + 1{,}21\ c_1^2}\ ;$$

$$w_2' = \sqrt{c_{m2}^2 + c_{u2}'^2 + u^2 - 2\,u\,c_{u2}'}\ ;\quad \operatorname{tg} \beta_2' = \frac{c_1}{u - c_{u2}'}.$$

Din w_1 şi w_2' se determină media geometrică $\overline{w}_\infty = 0{,}5\ (\overline{w}_1 + \overline{w}_2')$ şi β_∞ respectiv şi cu relaţiile Γ, C_z, l/t din paragraful 3.3.1 se alege profilul palei. Repetînd procedeul, cel puţin la trei secţiuni, la butuc, mijloc şi periferie rezultă forma palei (fig. 25,*a*, *c*).

3.3.3. **Construcţia pompelor axiale.** Pompele axiale cu debite mici, sub 10 m³/s, asemănătoare pompei Dunărea-750, au axul vertical, oblic sau orizontal, de tipul celei arătate în fig. XI.26, în care s-au notat : *1*-rotorul cu pale cu pas fix (propeler) ; *2*-camera rotorului ; *3*-pale statorice fixe, *4*-capota cu primul lagăr ; *5*-arborele ; *6*-presetupa ; *7*-al doilea lagăr, *8*-curba refulării. La debite mari şi $H > 10$ m pompa are ax vertical este de tip K cu reglare dublă atît a palelor rotorului cît şi a celor directoare, iar staţia se aseamănă cu centrala Kaplan (v. fig. XI.4,*b*). Pompele bulb, inversul turbinei B din fig. XI.4,*d*, au depăşit $Q = 100$ m³/s, la $H < 10$ m.

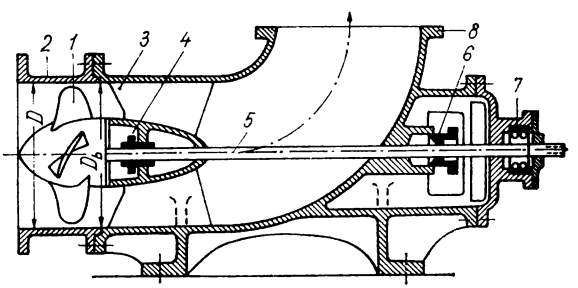


Fig. XI.26. Pompă axială.

3.4. POMPE SPECIALE

Pe lîngă tipurile de pompe din subcapitolele 3.1.—3.3, în industrii, construcţii, alimentări cu apă etc. se utilizează diferite pompe speciale.

3.4.1. **Pompe scufundate.** În puţuri pentru apă potabilă, tehnologică sau industrială nivelul variază cu mai mulţi metri, de aceea electropompe instalate în adîncime ar fi inundate. Soluţia clasică (fig. XI.27,*a*) cuprinde : *1*-pompa submersibilă multietajată, cu amănuntele din fig. XI.27,*b* ; *2*-arborele centrat în conducta refulării *3* ; *4*-cupla elastică ; *5*-electromotorul cu lagărul aferent.

3.4.2. Pompe suspendate. Pompele din puțuri, mine, epuismente, de la adîncimi mari cu niveluri variind în limite largi, se instalează pe cadrul unui ascensor suspendat. Figura XI.27, *c* prezintă unul din tipuri, în care s-au notat: *1*-pompa; *2*-electromotorul; *3*-conducta de aspirație; *4*-bifurcația conductei de refulare *5*; *6*-cadrul mobil al ascensorului; *7*-platforma; *8*-traversa susținînd *1* și *3*; *9*-cablul pe scripete; *10*-vana refulării; *11*-ventilul de reținere, manometrul, și ampermetrul.

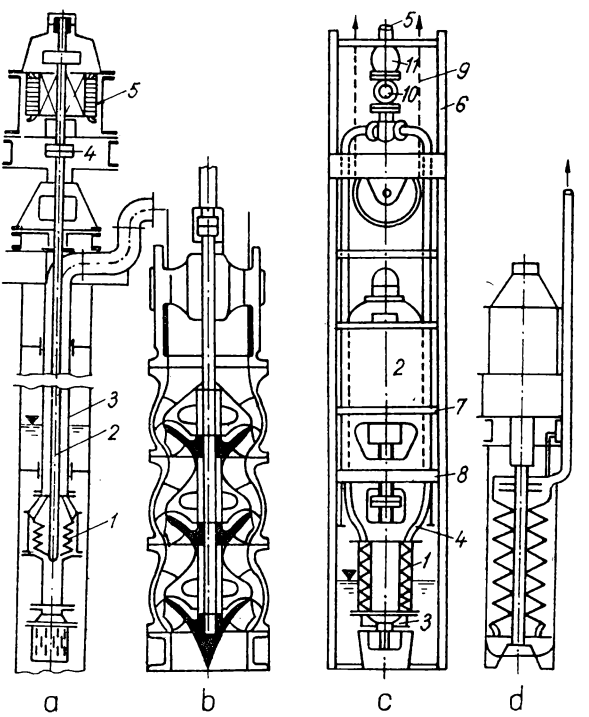


Fig. XI.27. Schemele unor pompe speciale: scufundate *a*, *b*, ; suspendată *c* și electropompă submersibilă *d*.

3.4.3. Electropompe submersibile. Pentru a evita dispozitivele complicate din paragrafele 3,4,1 și 3.4.2. s-au construit electromotoare perfect capsulate, scufundate împreună cu pompa, sub nivelul aspirației, așa cum se arată în fig. XI.27, *d*.

3.4.4. Pompe de nămol și de hidromecanizare. Extracția și transportul pe conducte de apă a nămolului, nisipului, pietrișului, cenușii, zgurii, celulozei, așchiilor lemnoase și a unor produse chimice sau alimentare, se face prin pompe numite de nămol. Spre

deosebire de pompele clasice acestea au rotoare speciale cu două sau trei pale foarte robuste şi de forme speciale.

Ca exemplu se arată în fig. XI.28 pompa de extracţie a agregatelor de nisip-pietriş cuprinzînd elementele: *1*-batiul; *2*-capacul racordat la conducta de aspiraţie, *3*-capacul dinspre electromotorul *10*; *4*-carcasa refulării: *5*-blindaje din oţeluri aliate; *6*-palele şi *7*-coroanele rotorului; *8*-flanşa spre conducta refulării; *9*-arborele.

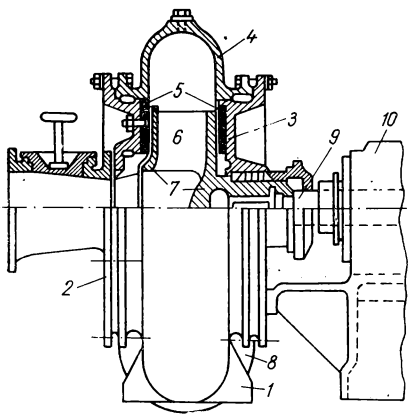


Fig. XI. 28. Schema unei pompe pentru extracţia agregatelor de nisip-pietriş.

Trei drage cu asemenea pompe au extras din Bistriţia peste 2 000 000 m³ nisip-pietriş pentru barajul şi galeria centralei Bicaz. În fig. XI.29, *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *f*, *g*, *h* se schiţează cîteva tipuri de pale rotorice pentru asemenea pompe speciale.

3.4.5. **Alte pompe speciale.** Numeroase alte tipuri de pompe speciale, care nu intră în cadrul manualului, sînt: pompe pentru temperaturi înalte, pentru lichide agresive, lichide alterabile mai ales alimentare, lichide volatile, pompe petroliere şi altele care se tratează în [6, p. 497—513].

3.5. GREUTATEA ŞI INVESTIŢIA AGREGATELOR DE POMPARE

Greutatea pompei G_p şi a electromotorului G_m se obţine din cataloage sau oferte concrete. Pentru studii în prima fază a proiectării, în care se stabileşte soluţia tehnico-economică optimă prin compararea variantelor, calculul este mai uşor dacă se cunosc relaţiile analitice pentru G_p şi G_m [7, p. 149—161 şi 295—298].

3.5.1. **Micropompe centrifuge.** La alimentări cu apă unde $Q < 0{,}1$ m³/s pompă şi $H < 60$ m pompele sînt centrifuge monoetajate cu simplu flux, pentru care se estimează G_p şi G_m, notînd $N = 9{,}81\ QH/\eta_p$ [kW] la arborele pompei şi $Q_1 = Q\ /H^{0,5}$ debitul unitar redus la $H = 1$ m:

$$G_P = (420\ Q_1^{0,88} + 624\ 000\ Q_1^{2,88})\ N; \qquad G_m = C_m \left(\frac{N_m}{n}\right)^{0,75} \text{[kgf]};$$

$$C_m = 5000 \ldots 6000.$$

Paranteza relaţiei G_P reprezintă greutatea unitară în kgf/kW, iar în G_m intră puterea la bornele electromotorului $N_m = kN/\eta_m$ [kW]; $k = 1{,}1, \ldots . 1{,}2$-supraechipare şi η_m — randamentul electromotorului. Investiţia agregatului $I = 1{,}3\ p_p\ G_p + 1{,}25\ p_m\ G_m$ [lei] cuprinde $p_p \approx 50/G_p^{0,1}$ [lei/kgf] la $G_p > 500$ kgf şi $p_p = 25$ la $G_p < 500$,

apoi $p_m \approx 40$ lei/kgf-electromotor. Coeficienţii reprezintă: 30% respectiv 25% adaos pentru transport şi montaj. Cu acestea se calculează investiţia din datele de bază Q [m³/s], H[m], n[rot/min].

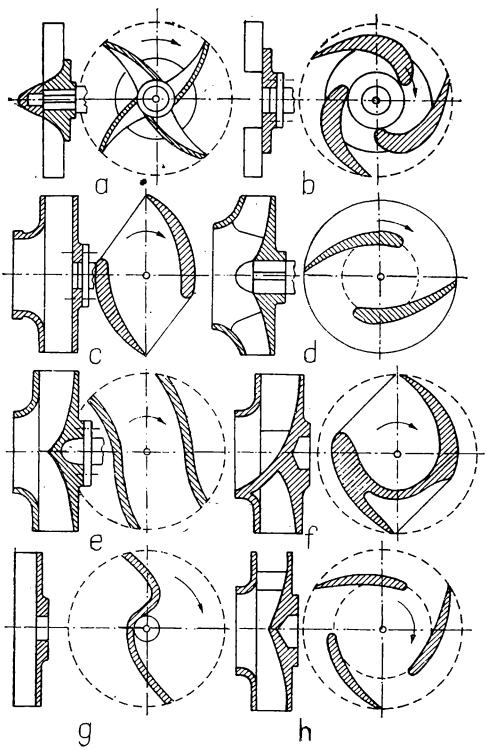


Fig. XI.29. Schemele diferitelor tipuri de pale rotorice necesare pompelor de nămol sau de agregate.

3.5.2. **Pompe centrifuge monoetajate cu simplu flux.** La pompe cu $Q < 20$ m³/s, $H = 20 \ldots 30$ m se calculează:

$$G_p = 170\ Q^{1,3}\ H^{0,85};\quad G_m \approx 4\,000(N/n)^{0,75}\ \text{[kgf]};$$

$$I = 220\ p_p\ Q^{1,3}\ H^{0,85} + 28\,000\ p_m \left(\frac{k\,Q\,H}{n\,\eta_m}\right)^{0,75}\ \text{[lei]}.$$

3.5.3. **Pompe centrifuge monoetajate cu dublu flux.** La pompe cu $Q < 2$ m³/s $H = 20...60$ m, de exemplu tipul ND sovietic sau NDS construite de Uzina de pompe Bucureşti, G_m este identic cu cel precedent iar pompa are greutatea : $G_p = 62\,000\ Q_1^{1,05}\varphi$ avînd :

$$\varphi = \frac{2{,}26}{(1 + 10\,Q_1^2)^{1,25}} - \frac{0{,}51}{(1 + 10\,Q_1^2)^{0,75}} - \frac{1}{(1 + 10\,Q_1^2)^{1,75}};$$

$$I = 1\,340\,000\ Q_1^{0,95}\varphi + 28\,000\ p_m\left(\frac{k\,Q\,H}{n\,\eta_m}\right)^{0,75} \text{[lei]}.$$

3.5.4. **Pompe elicoidale.** Pompele elicoidale axiale (propeler), cu pale rotorice şi directoare cu pasul fix, la $Q < 20$ m³/s şi $H < 12$ m au G_m identic cu cel dat în paragraful 3.5.2 iar pompa are :

$$G_p = 50\,\frac{Q^{1,88}}{H^{0,81}} + 290\ Q^{0,48}\ H^{1,29} \text{ [kgf/pompă]};$$

$$I = 1{,}3\ p_p\ G_p + 28\,000\ p_m\left(\frac{k\,Q\,H}{n\,\eta_m}\right)^{0,75} \text{[lei]}.$$

Pompele cu dublu reglaj se utilizează la debite mari pînă la 100 m³/s la $H < 20$ m şi reprezintă turbine K-reversibile. Astfel, G_p, G_m şi I pot fi calculate după relaţiile date în paragraful 2.3.11.

3.5.5. **Investiţia staţiilor de pompare.** Conform [7, p. 149—151], investiţia în staţia de pompare compusă din priză, aducţiune, casa pompelor, cu agregate şi conducte de refulare poate fi estimată aproximativ prin :

$$I = \Phi\ Q_i^{7/6}\ H^{1/4} \text{ [lei]}; \qquad i_N = \frac{I}{N_i} \approx 0{,}1\ \Phi\ \frac{Q_i^{1/6}\,\eta_i}{H^{3/4}} \text{ [lei/kW-inst.]}.$$

S-au notat : $Q_i = mQ$ [m³/s] în cele m agregate ale casei pompelor ; $\eta_i = \eta_{pi}\,\eta_{mi}$ randamentul la debitul instalat ; Φ -o funcţie de cost depinzînd de Q_i ,H şi de tipul construcţiilor hidrotehnice, de exemplu :

— la cele tip cheson $\Phi_1 = 300\,000$, la $H_1 = 30$ m, respectiv $\Phi_2 = 500\,000$ la $H_2 = 5$m ;

— la staţii plutitoare $\Phi_1 = 150\,000$ la 30 m şi $\Phi_2 = 170\,000$ la $H_2 \approx 5$ m ;

— la staţiile de pompare cu schemă complicată şi la casa pompelor clasică Φ_1 şi Φ_2 cresc cu circa 20—25 % peste aceia a staţiei tip cheson.

4. TRANSFORMATOARE HIDRAULICE

4.1 DEFINIȚII ȘI CLASIFICARE

Spre deosebire de motoare și generatoare, transformatoarele hidraulice sînt mașini, aparate sau instalații, care transformă o formă de energie, introdusă la primar, în aceeași formă de energie la secundar însă cu alți parametri. În cadrul transformărilor complexe de la primar la secundar, un rol preponderent îl au transformările hidraulice, de unde provine și denumirea.

Alte tipuri transformă diferite mărimi la primar, ca p_1-presiune, F_1-forță, M_1-cuplu, n_1-turație, în p_2, F_2, M_2, n_2-la secundar, diferite de cele la primar și toate prin intermediul transformărilor hidraulice, hidromecanice, sau hidroenergetice.

În paragraful 1.2.3. s-a clasificat categoria transformatoarelor hidraulice Tr în clasele: Tr — hidrostatice, Tr — în scopul pompării, Tr-hidroenergetice și transmisii hidraulice. Fiecare clasă se compune din numeroase tipuri, tratate în continuare. Cu privire la fluidul motor, se disting transformatoare cu apă, cu ulei, cu aer comprimat, abur, gaze sau mixte.

2.1. TRANSFORMATOARE HIDROSTATICE

La această clasă Ths, energia hidraulică este preponderent de presiune, cea cinetică fiind în general sub 2%, deci neglijabilă. Dintre Ths, în industrie, la regulatoare, mecanizări și automatizări, cele mai răspîndite sînt servomotoarele, sertarele, presele, ciocanele hidraulice, apoi amortizoarele, compensatoarele hidrostatice, hidrofoarele gospodăriilor de apă sau ulei. Alte tipuri sînt utilizate pe șantierele de construcții hidrotehnice, la sonde etc. În continuare se tratează principalele tipuri, limitate la cadrul manualului.

4.2.1. **Transformatoare de forțe.** La primar se exercită forța F_1 și pe cale hidrostatică, prin lichidul motor (apă sau ulei), secundarul dezvoltă $F_2 \gg F_1$. Subtipurile, utilizate cel mai frecvent în aproape toate sectoarele economiei, se tratează în continuare.

Presa manuală (Pascal) se compune, conform fig. XI.30, *a*, din cilindrul cu pistonul primar, *d*, acționat de forța primară manuală $f < 40$ kgf, rezervorul de ulei, supapele de aspirație și refulare, iar secundarul din cilindrul cu pistonul mare D, care dezvoltă forța F. Ținînd seama de notațiile figurii, de vitezele pistoanelor v_d, v_D, randamentele mecanice η_m, η'_m, hidraulice η_h și η-global, rezultă relațiile transformării:

$$f\,b\,\eta_m = \frac{\pi}{4} d^2\,p\,a\,;\quad p = \frac{4\,f\,b\,\eta_m}{\pi\,d^2\,a}\,;$$

$$F = \frac{\pi}{4} D^2\,p\,\eta'_m\,\eta_h = \frac{D^2 b}{d^2 a}\,\eta\,f\,;\ \eta = \eta_m\,\eta'_m\,\eta_h\,;$$

$$m = \frac{F}{f} = \frac{D^2\,b}{d^2\,a}\,\eta\,;\ f\,v_d\,\eta = F\,v_D\,;\ v_D = v_d\,\frac{d^2\,a}{D^2\,b}\,.$$

Servomotorul cu sertar (fig. XI.30, *b*) are ca primar sertarul *s* acţionat de forţa $F_1 = F_r$ foarte mică pentru a învinge depresiunea şi frecările, iar ca secundar cilindrul cu pistonul mare *D* şi gospodăria de ulei cu rezervorul, pompa de ulei *P* şi conductele de ulei.

În spaţiul *C* uleiul are presiunea *p* constantă (40—100 at). În *A* şi *B* intră succesiv (alternativ) $p = 40...100$ at sau $p_0 \approx 1{,}1\ p_a$ atmosferic, după cum sertarul este depla-

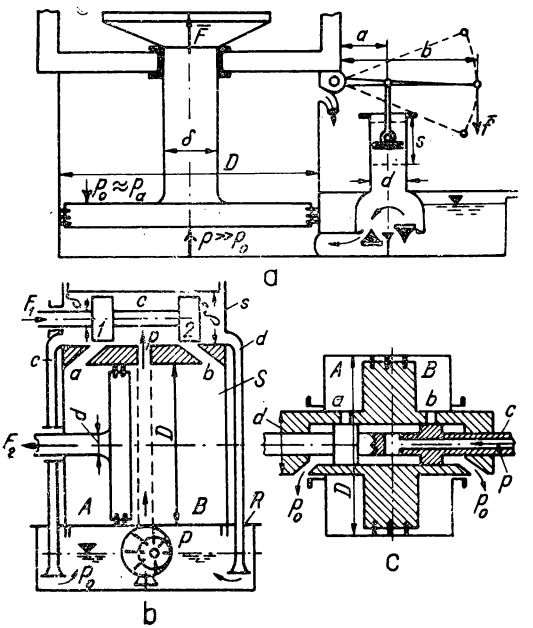


Fig. XI.30. Schemele transformatoarelor hidrostatice de forţe :

a — prototipul Páscal; *b,c* — servomotoare cu releu.

sat spre stînga sau dreapta. Socotind F_2 pozitiv spre stînga şi $\eta = \eta_1 \eta_2$ se exprimă forţele prin :

$$F_1 = \frac{\pi \delta^2}{4 \eta_1} (p_0 - p_a); \quad F_2 = \frac{\pi}{4} \eta_2 D^2 \left[p - p_0 + \frac{d^2}{D^2} (p_0 - p_a) \right];$$

$$m = \frac{F_2}{F_1} = \eta \frac{D^2}{\delta^2} \left(\frac{p - p_0}{p_0 - p_a} + \frac{d^2}{D^2} \right).$$

O variantă a servomotorului conţine concentric sertarul cu tije şi două pistoane mici, calculat în [6, vol II, p. 524—527].

Presele și ciocanele de forjă se utilizează pînă la forțe de 20 000 tf, acționînd ulei sub presiuni mari $p \leqslant 600$ at. Calculul este analog celui precedent, numai că acționează două sau patru cilindri de presare și doi cilindri pentru ridicare. Alte Ths sînt în [6, II].

4.2.2. **Transformatoare de presiune.** În localități, industrii, mine, pe șantiere, mai ales hidrotehnice și hidroenergetice, există o rețea cu apă unică cu p_1 [at]. În multe

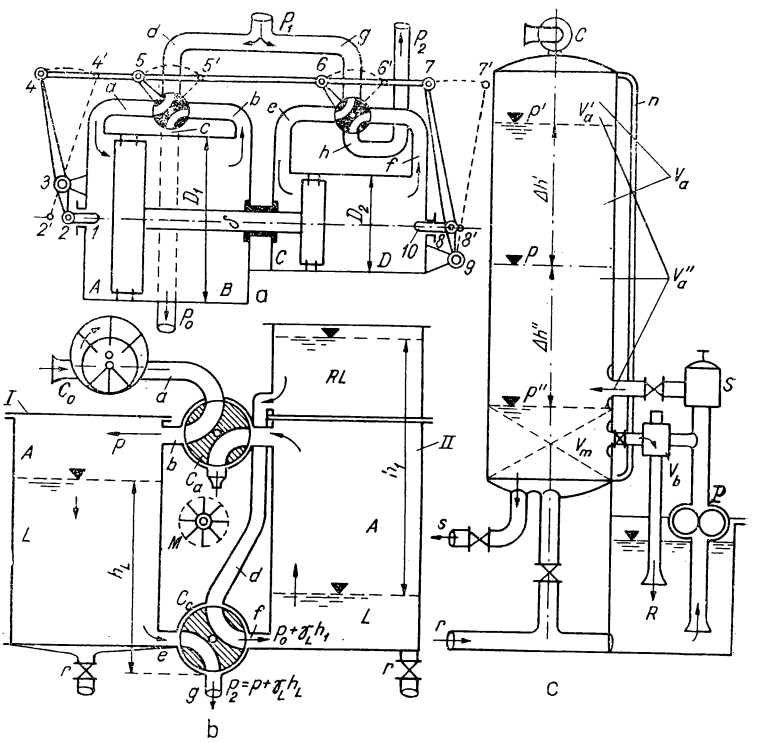


Fig. XI.31. Schemele multiplicatorului de presiune *a*, transformatorului hidrostatic *b* și compensatorului hidrostatic (hidroforul) *c*.

cazuri, folosințele necesită apă tehnică cu p_2 diferită de p_1 sau apă de incendiu cu $p_3 \geqslant p_1$. Atît repomparea de la p_1 la $p_2 > p_1$ sau $p_3 \geqslant p_1$, cît și în cazul invers, adică reducerea lui p_1 la $p_2 < p_1$ prin laminarea cu vane, sînt neeconomice.

Aplicînd transformatoare de presiune se fac economii atît la investiții cît și la energia electropompelor. În fig. XI.31,*a* se schițează una din schemele multiplicatorului de

presiune pe cale hidrostatică. Cu notaţiile figurii şi randamentul global $\eta = \eta_h\, \eta_{mec} \approx 0{,}85 \ldots 0{,}9$ se scrie balanţa forţelor pe pistonul diferenţial la mersul spre dreapta şi se obţine p_2 cu raportul de multiplicare m:

$$\frac{\pi}{4}\left[D_1^2 p_1 - (D_1^2 - \delta^2)\, p_0\right]\eta = \frac{\pi}{4}\left[D_2^2 p_2 - (D_2^2 - \delta^2)\, p_1\right];$$

$$p_2 = p_1 + \frac{D_1^2}{D_2^2}\eta\,(p_1 - p_0) - \frac{\delta^2}{D_2^2}(p_1 - \eta\, p_0);$$

$$m = \frac{p_2}{p_1} = 1 + \frac{D_1^2}{D_2^2}\eta\left(1 - \frac{p_0}{p_1}\right) - \frac{\delta^2}{D_2^2}\left(1 - \eta\,\frac{p_0}{p_1}\right).$$

Exemplu: $D_1/D_2 = 5$; $\delta/D_2 = 0{,}3$; $p_1 = 5$ at; $p_0 = 1$ at; $\eta = 0{,}9$, rezultă $p_2 = 18{,}93$ at, deci multiplicarea presiunii rezultă m = 3,78.

La terminarea cursei pistonul D_2 loveşte în *10*, deplasînd *7* în *7'* aşa că ambele cepuri cu dublu canat se răsucesc cu cîte 90° în sensul acelor ceasornicului, inversînd mişcarea pistoanelor.

Acelaşi transformator poate servi drept compresor dacă în cilindrul D_1 se introduce apă sub p_1 [at] şi în cilindrul D_2 aer adus prin ţeava *g*, care este comprimat la p_2 [at] şi refulat prin ţeava *h*. La fel poate funcţiona schema numai ca transformator pneumatic cu aer în ambii cilindrii.

Se pot utiliza şi transformatoare de presiune rotative după alte scheme mai complexe a căror tratare depăşeşte cadrul manualului.

4.2.3. **Transformatorul pentru injecţii cu lapte de ciment.** La construcţii hidrotehnice se injectează cu lapte de ciment: perdele de injecţie de adîncime sau injecţii de consolidare a fundaţiei barajelor, injecţii în spatele cămăşuelii galeriilor, a galeriilor forţate, sub infrastructura centralelor. La fel se efectuează injecţii la sonde de gaz şi petrol, respectiv la foraje de prospecţiuni ca şi la alte construcţii. Presele speciale nu pot fi procurate întotdeauna la timp sau sînt scumpe, aşa că se înlocuiesc prin transformatorul hidrostatic construit în atelierul şantierului.

Schema este foarte simplă, de exemplu, cum rezultă din notaţiile fig. XI.31, *b*: *I*, *II*- cazanele în care alternează umplerea şi golirea laptelui de ciment *L*, respectiv a aerului *A* dat de compresorul *C*, cu mişcări efectuate prin cepurile C_a-aer şi C_c-lapte de ciment; rezervorul *RL* şi ţevile *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, *f*, *g*, respectiv robinetele de golire *r*. Cepurile C_a şi C_c sînt cuplate, basculînd simultan cu 90° în stînga şi dreapta, fie manual, fie de un mecanism *M* cu morişcă acţionată de aerul evacuat.

Compresorul debitează aer cu presiunea *p*, iar laptele de ciment are la ieşire $p_2 = p + \gamma_L h_L - \Delta p_r$ [kgf/m²]. La compresie izotermă debitul de aer Q şi Q_2-lapte de ciment se exprimă prin:

$$Q = Q_0\,\frac{p_0}{p}\;;\quad Q_2 = Q\,\eta\,\frac{p}{p_2}\left[\frac{1}{s}\right].$$

4.2.4. **Acumulatorul și compensatorul hidrostatic.** În laboratoare industriale sau pe șantiere se cere uneori un debit de lichid cu presiune constantă, care poate fi dat de un *acumulator hidrostatic.* Acesta se compune dintr-un cilindru în al cărui capac este ghidat un piston cu d [m], încărcat cu o greutate G [kgf]. Presiunea, constantă pe toată durata golirii cilindrului, este :

$$p = \frac{4\,G\,\eta}{\pi\,d^2}\ [\mathrm{kgf/m^2}].$$

Reîncărcarea cilindrului se face prin ridicarea cu palan a lui G, simultan cu umplerea cilindrului și pentru continuitatea debitării pot fi instalați doi cilindri în paralel, funcționînd alternativ. Acumulatoare mari se utilizează la prese și ciocane de forjă.

Compensatorul hidrostatic *„hidroforul"* se utilizează la pompe cu piston, la gospodăria de ulei a regulatoarelor de orice fel, la gospodării de ulei de ungere sau apă de răcire în centrale termo- și hidroelectrice, la alimentări cu apă etc.

În schema XI.31, c s-au notat : H-cazanul hidrofor cu diametrul D și nivel de ulei sau apă mediu, la p [kgf/m^2] ; p'_{max}, p''_{min} și sticla de nivel n, apoi gospodăria de ulei cu pompa P, supapa S, ventilul bypas V_b, conducta spre sertar s, cea de la evacuarea regulatorului r, sau altei instalații, cu golirea sub p_0 atmosferic.

La volumul de apă sau ulei V dat de un ciclu, de exemplu, în m^3/min, sau în T[s], va fi volumul de aer V_a la p mediu și proces politropic cu $n = 1{,}15$:

$$V_a = \frac{k\,V}{\left(\frac{p}{p_0}\right)^{1/n} - 1}\ ;\quad V'_a = V_a\left(\frac{p}{p'}\right)^{1/n}\ ;\quad V''_a = V_a\left(\frac{p}{p''}\right)^{1/n}\ ;$$

$$V_H = V_a\left(\frac{p}{p''}\right)^{1/n} + \frac{\pi}{4}\,D^2\,(\Delta h' + \Delta h'') + V_m\,[m^3].$$

Gradul compensării debitului variabil depinde de coeficientul $k = 5 \ldots 10$ și de raportul p'/p'' cerut prin temă.

4.3. TRANSFORMATOARE HIDRAULICE ÎN SCOPUL POMPĂRII

Aceste transformatoare deși au ca efect pomparea de lichide, mai ales apă, nu sînt pompe, deoarece nu necesită la primar energie sau putere mecanică de antrenare. Această clasă de transformatoare se compune din numeroase tipuri, dintre care unele sînt utile la diferite folosințe hidraulice complexe.

4.3.1. **Turbotransformatorul hidraulic axial concentric.** Pentru irigații și alimentări cu apă industrială, stațiile de electropompe pot fi înlocuite cu transformatorul hidraulic, mai economic (fig. XI.32, *a*, *b*), care :

— primește la primar puterea P_1 dela căderea primară joasă $H_1 < 10$ m cu Q_1 a unui riu de șes ;

— produce la secundar P_2 cu $H_2 > H_1$, peste nivelul captării primare pînă la rezervorul refulării, însă cu $Q_2 < Q_1$ sau $V_2 < V_1$ [m³/h] sau [m³/zi].

Agregatul transformator (fig. XI.32, *b*) după [6, 8 şi 2] conţine elementele : *1*—palele antestatorice cu capota *2* servind ca prim lagăr ; *3*, *4*—palele şi butucul rotorului primar, cu arborele sprijinit şi în lagărul al doilea din capota *5*, cu poststatorul *6* ; *7*—rotorul secundarului (pompei) *7*, rotind solidar cu *3* ; *8*—carcasa spirală cu refularea spre rezervorul superior.

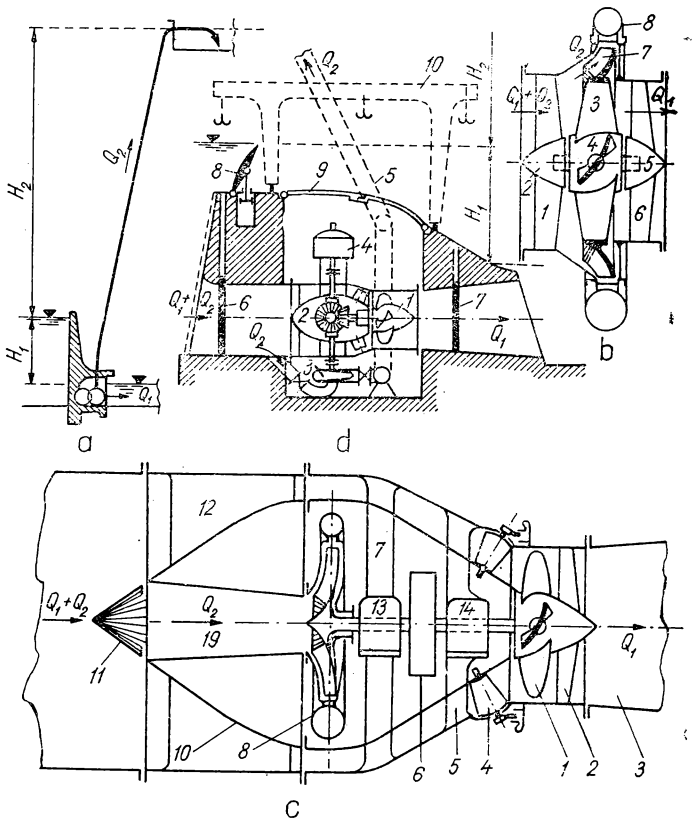


Fig. XI.32. Schemele turbotransformatorului hidraulic axial concentric în variantele *a*, *b* şi *c*.

Exprimînd volumele V_1-primar şi V_2-secundar în m^3/s, sau la alegere în m^3/h, m^3/zi sau m^3/an, se exprimă energiile E şi puterile P:

$$E_1 = 0{,}00273\ V_1 H_1 \eta_1;\ E_2 = 0{,}00273\ V_2 H_2/\eta_2\ [\text{kWh}];\ E_1 = E_2;\ V_1 H_1 \eta_1 = V_2 H_2/\eta_2;$$

$$P_1 = 9{,}81\ Q_1 H_1 \eta_1;\ P_2 = 9{,}81\ Q_2 H_2/\eta_2\ [\text{kW}];\ \eta = \eta_1 \eta_2;$$

$$H_2 = H_1 \eta\ Q_1/Q_2;\ Q_2 = Q_1 \eta\ H_1/H_2\ [m^3/s].$$

Astfel, cu $Q_1 H_1$ se pompează $Q_2 H_2 = Q_1 H_1 \eta$, cu $\eta > 0{,}8$, un debit $Q_2 < Q_1$ la $H_2 > H_1$ spre o terasă învecinată fie pentru irigaţii, fie pentru apa de răcire a unei centrale termoelectrice, fie pentru apă industrială.

În cazul soluţiei clasice cu staţia de electropompe cu energia adusă de la o centrală hidroelectrică prin reţea, randamentul global este de ordinul a 0,83 la centrală, 0,91 la reţeaua cu transformatoare electrice şi 0,8 la staţia de pompe, deci rezultă $\eta = 0{,}6$. Se remarcă economicitatea soluţiei cu turbotransformator care are randamentul 0,8, superior.

4.3.2. **Turbotransformatorul bulb şi cel complex.** Înlocuind generatorul electric cu o pompă în bulb rezultă tipul transformatorului bulb (fig. XI.32,) care este ca efect şi calcul similar celui axialconcentric (v. paragraful 4.3.1.)

Turbotransformatorul complex (fig. XI.32, *d*) are un efect economic şi mai favorabil, deoarece în sezonul irigaţiei (6 luni pe an) pompează Q_2 sub H_2 pentru irigaţii, iar în

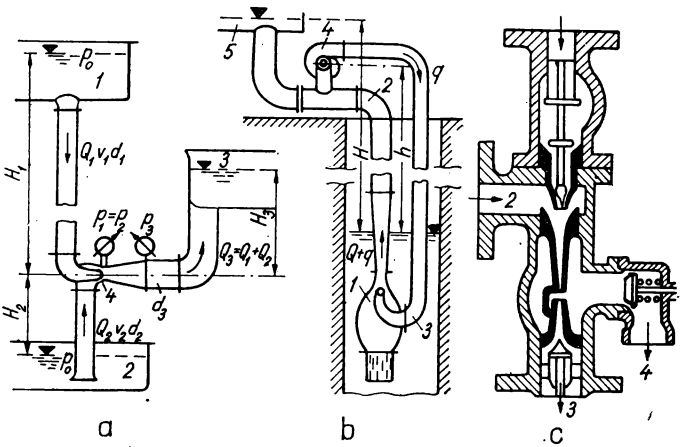


Fig. XI.33. Scheme de injectoare şi ejectoare.

sezonul de iarnă şi parţial şi vara în ore de vîrf (dimineaţa şi seara) produce energie electrică. În acest scop, în bulb se introduce un multiplicator planetar *2* (angrenat de rotorul primar *1*) care antrenează fie succesiv fie simultan pompa *4* şi generatorul *3*.

4.3.3. **Injectoare şi ejectoare.** *Injectorul cu apă* (fig. XI. 33, *a*), în literatură considerat ca pompă, este de asemenea un aparat transformator hidraulic fără organe

n mişcare, deoarece nu consumă energie mecanică şi este un aparat fără elemente de maşini în mişcare.

Căderea primară H_1 din rezervorul *1*, produce ridicarea debitului Q_2 cu $H_2 + H_3$ spre rezervorul *3*, datorită vidului $p_1 = p_2 < p_0$ din amestecătorul-injector *4*, în care s_1 este orificiul central şi s_2 cel inelar din *4*. După hidraulică şi hidromecanică se scriu 15 ecuaţii.

$$\frac{p_0}{\gamma} + H_1 = \frac{p_1}{\gamma} + \frac{c_1^2}{2g} + h_{r1}\,; \quad \frac{p_0}{\gamma} - H_2 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{c_2^2}{2g} + h_{r2}\,;$$

$$\frac{p_0}{\gamma} + H_3 = \frac{p_3}{\gamma} + \frac{c_2^3}{2g} + h_{r3}\,;$$

$$Q_1 = s_1 c_1\,; \; Q_2 = s_2\, c_2\,; \; Q_1 = \frac{\pi}{4}\, d_1^2\, v_1\,; \; Q_2 = \frac{\pi}{4}\, d_2^2\, v_2\,; \; Q_3 = \frac{\pi}{4}\, d_3^2\, v_3\,;$$

$$Q_3 = Q_1 + Q_2\,; \; Q_1 (H_1 - h_{r1}) - Q_2 (H_2 + h_{r2}) - Q_3 (H_3 + h_{r3}) = 0\,;$$

$$h_{r1} = \lambda_1 \frac{L_1 v_1^2}{2g\, d_1}\,; \; h_{r2} = \lambda_2 \frac{L_2 v_2^2}{2g\, d_2}\,; \; h_{r3} = \lambda_3 \frac{L_3 v_3^2}{2g\, d_3}\,;$$

$$p_1 = p_2\,; \; \frac{p_0}{\gamma} = 10{,}33 - 0{,}0011\, A \text{ [m]}.$$

Numărul necunoscutelor este 30, din care 15 se rezolvă prin ecuaţiile precedente, iar din celelalte 15 se mai cunosc 13 din situaţia geometrică sau cerute prin temă : L_1, L_2, L_3, H_1, H_2, H_3, Q_2 respectiv coeficienţii $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ cunoscuţi din tabele hidraulice şi d_1, d_2, d_3 din ecuaţiile diametrelor economice.

Rămîn două necunoscute care trebuie admise, de exemplu s_1, s_2 pe baza altor injectoare construite. Astfel problema este rezolvată. Se remarcă faptul că în λ sînt cuprinse şi pierderile locale dacă se scrie $\lambda = \lambda_0 + \zeta\, d/L$, iar d—economic se calculează din relaţii de tipul $d = KQ^3/^7 H^1/^7$.

E j e c t o r u l (fig. XI.33, *b*) se exemplifică prin numeroase tipuri cunoscute în tehnică. Aci se pune problema de a extrage din puţuri foarte adînci apa prin ejector, în loc de pompă submersibilă care dă dificultăţi în exploatare.

Camera ejectorului *1*, conducta *2*, cea bypas *3* de la pompa *4*, produc ejecţia şi refularea în rezervorul *5*.

Cu p [at] dat de pompă, $q < Q$ pe conducta *3* şi Q [m³/s] refulat se scriu relaţiile :

$$10\, p\, q\, \eta = Q\, H + q\, h - q\, (h - h_{r3})\,;$$

$$q = \frac{0{,}1\, Q\, H}{p\, \eta - 0{,}1\, h_{r3}} \left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right];$$

$$P = 9{,}81\, \frac{10\, p\, q}{\eta_P\, \eta_m} \approx 13\, p\, q \text{ [kW]}.$$

4.3.4. **Injectoare cu abur-apă şi termocompresorul.** Alimentarea cu apă a cazanelor de abur cu $p < 40$ at se face prin injectoare care la primar consumă abur, după schema dată în fig. XI.33, *a*, sau în fig. 33, *c*, cu $427\,\gamma_a\,Q_a\,i_a$ în loc de apa la primar: $\gamma\,Q_1H_1$. S-au notat cu idicii *a* mărimile pentru abur, cu entalpia i_a[kcal/kgf]. Calculul este analog celui dat la paragraful 4.3.3., ţinînd seama de aburul la primar[a]).

Termocompresorul este un ejector funcţionînd cu abur în loc de apă, tratat în [6, vol. II, p. 550—554].

4.3.5. **Elevatorul hidropneumatic.** Deznisiparea puţurilor sau drenurilor alimentărilor cu apă, ca şi extracţia nămolului din lacuri, rezervoare şi alte construcţii hidrotehnice, se efectuează prin elevator hidropneumatic (denumit în literatură impropriu pompa Mamut). Acesta este de asemenea un transformator, care primeşte la primar energia aerului comprimat şi debitează la secundar apă emulsionată cu aer. În puţ se introduce printr-o conductă aer comprimat într-o carcasă-amestecător, scufundată cu *h*-sub nivel, în care apa din puţ, este emulsionată cu Q_a a aerului comprimat, avînd $\gamma_e \ll \gamma$ (apă). Pe o a doua conductă urcă emulsia cu γ_e şi

$Q + Q_a$ (apă plus aer) după principiul vaselor comunicante, fiind:

$$\gamma_e\,(H + h) = \gamma\,h\;;\; \gamma_e\,(Q + Q_a) = \gamma\,Q\;;$$

$$H = h\,\eta\,Q/Q_a\;;\; \eta \approx 0{,}4 \ldots 0{,}5.$$

4.3.6. **Berbecul hidraulic şi hidropulsorul.** Aceste tipuri de transformatoare, neutilizate la noi, funcţionează în mii de exemplare la ferme în Franţa, Italia şi în alte ţări, fiind ieftine şi robuste dar cu randament global scăzut.

Ele sînt considerate în literatură nepotrivit ca pompe speciale.

Berbecul hidraulic (fig. XI.34, *a*) este un aparat transformator avînd la primar puterea unei căderi de apă Q_1H_1 şi producînd prin lovituri de berbec întreţinute $Q_2\,H_2/\,\eta_2 = Q_1\,H_1\,\eta_1$, în care $H_2 = H_1 + 0{,}9\,\Delta\,H \gg H_1$, fiind lovitura $\Delta\,H = 0{,}184\;L_1v_1/T_i$, şi cu $\eta = \eta_1\,\eta_2 \approx 0{,}5$ rezultă debitul refulat Q_2:

$$Q_2 = Q_1\,\eta\,\frac{H_1}{H_2} = \frac{Q_1\,\eta}{1 + 0{,}184\,\dfrac{L\,v_1}{H_1\,T_i}} < Q_1.$$

Important este aici T_i — timpul de închidere al supapei s_1, care o dată deschisă şi închisă manual, face să funcţioneze neîntrerupt s_2 — de refulare spre hidroforul cu apă *3*, cu salteaua de aer *4* şi apoi prin conducta *5* spre rezervorul superior. Este necesar ca L_1v_1 cu Q_1 a conductei căderii primare să fie sincronizate cu T_i al supapei s_1.

Hidropulsorul (fig. XI.34, *b*) este un berbec hidraulic rotativ, funcţionînd pe acelaşi principiu şi cu aceleaşi relaţii de calcul. Rolul supapelor îl preiau aici celulele *c—d* autorotitoare. Aspiraţia se face jos cu $H_s \gtrless 0$, iar refularea se face atît la *A* cît şi la *B*, colectate într-o carcasă inelară din care conducta refulează debitul $Q_2 < Q_1$ cu $H_2 > H_1$ spre rezervorul superior.

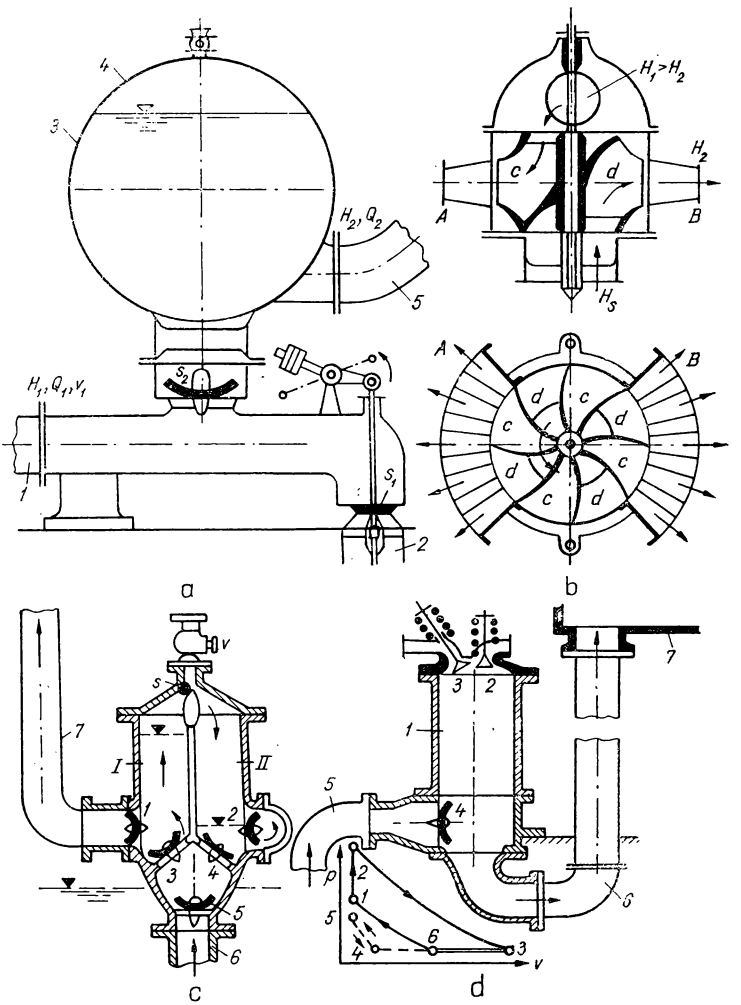


Fig. XI.34. Schemele berbecului hidraulic *a*, hidropulsorului *b* și pulsometrului cu abur *c*, și cu gaze *d*.

4.3.5. **Pulsometre.** Pulsometrul cu abur este un transformator hidropneumatic utilizat în trecut pe scară largă. El este şi în prezent economic în industrii care dispun de abur dat de termoficare. În fig. XI.34, *c* se schiţează un pulsometru cu abur-apă cu doi cilindri *I* şi *II*, funcţionînd alternativ. La cilindrul *I*, evacuat de apă cu supapa *1* închisă, *3*, *5* deschise, se condensează restul de abur şi se aspiră apa din puţ prin supapa *5* şi conducta *6*. În acelaşi ciclu prin vana *v* şi supapa-bilă *s* deschise, pătrunde abur proaspăt în *II*, refulînd apa prin *2* deschis spre conducta de refulare *7*.

Energia primară E_1 este termopneumatică, la secundar E_2 [kgf.m] este hidraulică, aşa că din transformare se obţin:

$$E_1 = \gamma_1 Q_1 \left(427\, i_1 + \frac{p_1}{\gamma_1} + \frac{c_1^2}{2g}\right);\quad E_2 = \gamma_2 Q_2 H_2 = E_1 \eta \text{ [kgf.m]};$$

$$H_2 = \eta \frac{\gamma_1 Q_1}{\gamma_2 Q_2} \left(427\, i_1 + \frac{p_1}{\gamma_1} + \frac{c_1^2}{2g}\right).$$

Pulsometrul cu gaze (fig. XI.34, *d*), constă din cilindrul *1* la care pistonul este înlocuit prin coloana de apă, cu supapa de admisie a gazului *2*, de eşapare *3* şi de aspiraţie a apei *4*, refulînd prin conducta *5* din puţ.

Refularea prin *6* spre rezervorul *7*, constituie o coloană de apă oscilantă cu frecvenţă proprie, la care sînt reglate supapele. Ciclul *pv*, în 4 timpi, constă din: explozia *1—2* la *v* — constant, expansiunea politropă *2—3*, cînd apa este refulată spre *7*, reîntoarcerea coloanei *3—4* expulzînd gazul ars *4—5*, aspiraţia apei şi gazului proaspăt, comprimat *6—1*.

Căldurile schimbate C_1-intrate şi C_2-evacuate [kcal/s] sînt:

$$C_1 = G_s c_v (T_2 - T_1);\quad C_2 = G_s c_p [T_3 - T_6];$$

$$\eta = \frac{C_1 - C_2}{C_1} = 1 - \frac{C_2}{C_1} = 1 - \frac{c_p}{c_v} \frac{T_3 - T_6}{T_2 - T_1}.$$

Randamentul 0,25 este superior ciclului motorului cu explozie. Printre pulsometrele construite au fost remarcabile cele de tip Humphrey pentru alimentarea cu apă a Londrei, cu 15m³/s la $H \approx 10$ m puse în funcţiune în anul 1913.

4.4. TRANSFORMATOARE HIDROENERGETICE

4.4.1. **Definiţia, clasificarea şi utilizarea transformatoarelor hidroenergetice The.** Sistemele electroenergetice caracterizate prin vîrfuri de dimineaţă şi seară foarte pronunţate, acoperite în parte prin centrale hidroelectrice cu acumulare gravitaţionale, mai necesită centrale cu acumulare prin pompare, denumite transformatoare hidronergetice The. La primar The primeşte E_1 [kWh/ciclu] energie de bază ieftină, iar la secundar produce E_2 — de mare vîrf al cărei preţ este de 2...2,5 ori mai mare. Cu toate că procesul se face cu pierderi, deci cu un anumit randament, economicitatea **The** este

dovedită prin cele circa 25 000 000 kW instalații pe glob în agregate The. După felul transformării energetice și a construcției se disting The cu :

— circuit închis „pur", dacă $H_{b1} = H_{b2} = H_b$; $V_1 = V_2 = V$ [m³/ ciclu], sau „mixt" dacă $V_2 = V_1 + \Delta V$, ΔV fiind colectat gravitațional în lacul superior ;

— circuit deschis „pur", dacă $V_1 = V_2 = V$ dar $H_{b2} = H_{bj} + \Delta H$, adică se trece apa dintr-o vale în alta, situată mai jos, și *„mixt"*, dacă în rezervorul superior se adaugă ΔV gravitațional.

După gradul retenției The poate fi zilnic-orar, săptămînal și mai rar sezonier. După căderi se disting cele mici cu $H_2 < 200$ m, mijlocii 200—400 m și mari 400—1100 m

Un agregat poate fi compus din *patru mașini* : pompă, turbină, generator, motor, sau din *trei mașini* pe arbore pompă, turbină și generator reversibil ca motor sincron, iar mai recent cu *două mașini* : turbina-pompă reversibilă cu generator-motor reversibil.

4.2.4. **Scheme și calcule energetice.** The cu circuit închis-pur (fig. XI.35. *a*), cuprinde între două rezervoare cu căderi brute $H_{b,med}$, $H_{b,max}$, $H_{b,min}$: agregate cu trei sau două mașini pe arbore și conducte forțate. La ciclul primar înălțimea de refulare medie este $H_1 = H_b + h_{r1}$ iar căderea netă la secundar $H_2 = H_b - h_{r2}$, variind între $H_{1\,max}$, $H_{1\,min}$ și $H_{2\,max}$, $H_{2\,min}$. Energiile pe ciclul, de exemplu zilnic, sînt date în kWh/ciclu :

$$e_1 = 0{,}00273\ VH_b/\eta_1 \text{ (pompare)} ; \quad e_2 = 0{,}00273\ VH_b\ \eta_2 \text{ (turbinare)} ;$$

$$e_2 = e_1\,\eta_1\,\eta_2 = e_1\,\eta ; \quad \eta = \eta_1\,\eta_2 \approx 0{,}65 \ldots 0{,}75 \text{ (global)}.$$

Pierderea de energie $\Delta e = e_1 - e_2 = e_1(1-\eta)$ se răscumpără prin prețul energiei de vîrf $p_2 \approx 2\ p_1$ (bază), iar randamentul se compune din :

$$\eta = \eta_{L1}\ \eta_{T1}\ \eta_m\ \eta_p\ \eta_{h1}\ \eta_{h2}\ \eta_t\ \eta_g\ \eta_{T2}\ \eta_{L2}.$$

Indicii *1* arată faza primarului (pompare), *2*—a secundarului (turbinare), iar *L*—linii, *T*—transformatoare electrice, h_r—hidraulic pe conducta forțată, *m*—electromotor, *p*—pompă, *t*—turbină și *g* generator. Exemplu: la Vianden de 960 000 kW s-a realizat $\eta = 0{,}74$ (global).

The cu circuit închis mixt, are e_1 identic cu cel pur, dar :

$$e_2 = 0{,}00273\ (V_1 + \Delta V)\ H_b\eta_2 ; \quad \Delta e = e_1 - e_2 = e_1\left[1 - \left(1 + \frac{\Delta V}{V_1}\right)\eta\right],$$

așa că devine autoportant $\Delta e = 0$ (fără pierderi energetice) dacă :

$$\Delta V = V_1\left(\frac{1}{\eta} - 1\right) \approx (0{,}35 \ldots 0{,}54)\ V_1.$$

Energiile anuale E se calculează, fiind e-pentru ciclul de o zi, din :

$$E_1 = 365\ \varepsilon_1 e_1;\quad E_2 = 365\varepsilon_2 e_2\ \text{[kWh/an]},$$

în care ε_1 şi ε_2 sînt subunitari, datorită exploatării cu regimuri variabile.

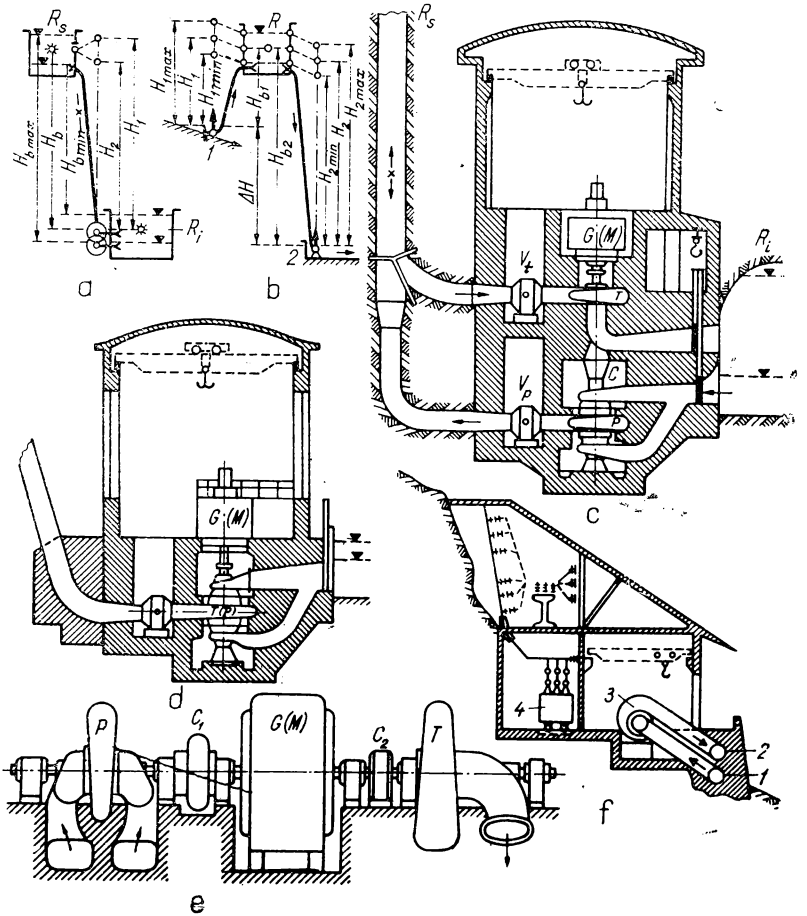


Fig. XI.35. Schemele transformatoarelor hidroenergetice (The).

The cu circuit deschis pur (fig. XI.35,*b*) este caracterizat prin $V_1 = V_2 = V$ şi $H_{b2} = H_{b1} + \Delta H$ între centrele de greutate a rezervoarelor 1—2, iar

cele nete $H_1 = H_{b1} + h_{r1}$, avînd $H_{1\,max}$, $H_{1\,min}$ şi $H_2 = H_{b2} - h_{r2}$ avînd H_{2max} şi H_{2min}. Cu e_1 precedent rezultă:

$$e_2 = 0{,}00273\ V\ (H_{b1} + \Delta H)\ \eta_2 = e_1\,\eta\left(1 + \frac{\Delta H}{H_{b1}}\right);$$

$$\Delta e = e_1 - e_2 = e_1\left[1 - \left(1 + \frac{\Delta H}{H_{b1}}\right)\eta\right].$$

The devine autoportant (fără pierdere de energie), dacă $\Delta e = 0$ sau:

$$\Delta H = \left(\frac{1}{\eta} - 1\right) H_{b1}.$$

Acest tip se utilizează frecvent pentru a deriva afluenţi prin pompare spre lacul superior pe rîul principal. La noi schemele Lotru, Sebeş, Someşul Cald etc., prevăzute a fi amenajate prin în anul 1975, prevăd asemenea The, foarte economice, dacă $H_{b1} < H_{b2}\eta$ cînd $E_2 = 365\ \varepsilon_2\ e_2$ [kWh/an] de vîrf la secundar este mai mare decît $E_1 = 365\ \varepsilon_1\ e_1$ consumată prin pompare la primar.

The cu circuit deschis mixt, după schema precedentă, primeşte în lacul de sus un supliment ΔV — gravitaţional, deci are $V_2 = V_1 + \Delta V$ şi $H_{b2} = H_1 + \Delta, H$, în care caz pierderea de energie este:

$$\Delta e = e_1\left[1 - \left(1 + \frac{\Delta V}{V_1}\right)\left(1 + \frac{\Delta H}{H_b}\right)\eta\right].$$

Tipul devine autoportant cînd $\Delta e = 0$, deci se cîştigă energie $E_2 > E_1$, dacă:

$$\left(1 + \frac{\Delta V}{V_1}\right)\left(1 + \frac{\Delta H}{H_{b1}}\right) > \frac{1}{\eta} > 1{,}4 \ldots 1{,}5.$$

4.4.3. **Tipul construcţiei centralei The.** Cele mai mari The cu circuit închis pur sînt de peste 1 000 MW (au atins 2200 MW) iar în construcţie sînt altele mai mari. La agregate cu puteri $P_2 > 50\,000$ kW soluţia constructivă este:

— fie cu trei maşini pe agregatul cu ax vertical (fig. XI.35, *c*) cu $G(M)$ — generator-motor- reversibil, T — turbina, P - pompa, vanele, V_t, V_p, C — turbocupla, care în unele scheme lipseşte;

— fie cu două maşini reversibile (fig. XI.35, *d*) cu $T(P)$ — turbina -pompă reversibilă şi $G\ (M)$ — generator-motor reversibil, tip construit în ultimul deceniu şi cu circa 25 % mai ieftin decît cel precedent pierzînd însă 2—3 % din randament.

La agregate sub 100 MW se mai aplică variante cu trei maşini pe arborele orizontal (fig. XI.35, *e*). The cu circuit deschis pur sau mixt constau dintr-o staţie de pompare ca primar şi o centrala hidroelectrică ca secundar. Primarul se construieşte frecvent pe versant (fig. XI.35, *f*).

4.4.4. **Schema de calcul hidromecanic al agregatelor.** În centrala *The cu circuit închis pur* avînd N_{i1}, N_{i2} [kW] şi m agregate, rezultă la arborii maşinilor componente :

$$P_{i1} = \frac{1{,}36}{m} N_{i1}\,\eta_{L1}\,\eta_{T1}\,\eta_m = 13{,}33\,\frac{Q_{i1}H_b}{m\eta_p\eta_{h1}}\left[\frac{\text{CP}}{\text{pompă}}\right];$$

$$P_{i2} = \frac{1{,}36}{m}\,\frac{N_{i2}}{\eta_g\eta_{T2}\eta_{L2}} = \frac{13{,}33}{m}\,Q_{i2}H_b\eta_{h2}\eta_t\left[\frac{\text{CP}}{\text{turbină}}\right];$$

$$\frac{P_{i2}}{P_{i1}} = \frac{Q_{i2}}{Q_{i1}}\,\eta_{h1}\eta_{h2}\eta_p\eta_t \gtrless 1.$$

Raportul P_2/P_1 depinde de duratele t_1/t_2 de pompare şi turbinare pe ciclul, de exemplu de o zi, fiind în cele mai frecvente The construite $P_2 > P_1$.

La The cu circuit deschis pur se obţin analog puterile :

$$N_{i1} = \frac{9{,}81}{\eta_{i1}}\,Q_{i1}\,H_{b1};\; N_{i2} = 9{,}81\,\eta_{i2}\,Q_{i2}\,(H_{b1} + \Delta H)\left[\frac{\text{kW}}{\text{centrală}}\right];$$

$$P_{i1} = \frac{13{,}33\;Q_{i1}\,H_{b1}}{m\,\eta_p\,\eta_{h1}};\; P_{i2} = \frac{13{,}33}{m}\,Q_{i2}\,\eta_{h2}\,\eta_t\,(H_{b1} + \Delta H)\;[\text{CP}]:$$

$$\frac{P_{i2}}{P_{i1}} = \frac{Q_{i2}}{Q_{i1}}\left(1 + \frac{\Delta H}{H_{b1}}\right)\eta_{h1}\,\eta_{h2}\,\eta_p\,\eta_t \gtrless 1.$$

Analog se calculează circuitul închis mixt şi deschis mixt. O dată stabilite puterile turbinei P_{i2} şi pompei P_{i1} calculul hidromecanic se efectuează ca în subcapitolele 2.2 şi 3.2.

4.4.5. **Noi realizări de turbine-pompe reversibile.** La investiţia în The cu patru maşini pe agregat, notată relativ cu 100%, rezultă la tipul cu trei maşini investiţia de 75% şi la cea cu două maşini reversibile 50—55%. În consecinţă motivele economice au dus la dezvoltarea a numeroase subtipuri de turbine-pompe reversibile, dintre care au dat rezultate favorabile :

— turbina-pompă Escher Wyss şi Sulzer cu reglare simplă a aparatului director respectiv şi în variantă cu pale directoare fixe. Aceasta dă agregatul The cu investiţie minimă, însă randamentul la pompare η_p şi turbinare η_t, egalate prin compromis la proiectare, nu depăşesc 0,88—0,89 fiecare ;

— turbina-pompă Dériaz cu dublă reglare a palelor directoare şi rotoare fără inversarea turaţiei cu η_P şi η_T mari, care costă însă cu 10% mai mult decît tipul precedent şi pot prelucra căderi limitate la 100 m, ceea ce constituie un dezavantaj ;

— turbina-pompă Charmilles, care asamblează solidar un rotor Francis cu un rotor de pompă centrifugă, calculate fiecare cu randament optim. Acest tip se înscrie ca investiţie între cele două precedente, are randament bun şi poate fi considerată ca soluţie de perspectivă.

Kviatkovski a încercat modele de turbine-pompe asemănătoare celei Dériaz, însă funcţionînd cu căderi mai mari. În fine se remarcă faptul că la căderi mici orice turbină Kaplan sau bulb poate funcţiona reversibil şi ca pompă, dacă se basculează palele directoare şi rotoare sau dacă se inversează turaţia.

4.5. TRANSMISII HIDRAULICE

4.5.1. **Definiţii şi clasificare.** Transmisiile hidraulice sînt transformatoare care preiau la primar : cupluri M_1, turaţii n_1, puteri P_1, mişcări translatorii s_1, basculante α_1 sau cinematic complexe k_1, transformîndu-le la secundar pe cale hidraulică şi hidromecanică în $M_2 n_2 P_2 s_2 \alpha_2 k_2$, diferite ca amplitudine sau mărime de cele de la primar.

După mărimea pe care o transformă şi soluţia constructivă, transmisiile se clasifică după diferite tipuri, tratate în continuare.

4.5.2. **Cuple volumice (variatoare).** Aceste tipuri transmit puteri P_1 spre secundar P_2, de cîteva sute cai putere, în scopul varierii cuplului M şi turaţiei $M_1 n_1$ spre $M_2 n_2 = M_1 n_1 \eta$, pentru diferite folosinţe, ca : variatoare pentru strunguri, raboteze şi alte maşini unelte, apoi pentru utilaje de lucru, în industrii, pe şantiere, la transporturi etc.

Ca orice transformator cupla volumică are primarul ca generator volumic şi secundarul ca motor volumic, de unde rezultă şi denumirea. Primarul şi secundarul sînt la aceeaşi construcţie de tip identic, dar diferite la alte construcţii, de exemplu generatoare sau motoare cu roţi dinţate, cu cicloide, cu rotor excentric şi pale glisante, pistoane rotative [12] etc., aşa cum s-au arătat în subcapitolele 2.1, 3.1, sau cum se găsesc în manualele de compresoare, de exemplu în [12 şi 14].

Figura XI.36, *a* arată schema unei cuple volumice cu primarul şi secundarul de acelaşi tip numit :cu excentru şi pale glisante, conducte de aspiraţie jos, de refulare sus şi în mijloc cu robinetul bypas.

Robinetul împreună cu variaţia manuală sau automată a excentricităţilor $e_1 e_2$ permit varierea turaţiei n_2 de la 0 la aproximativ n_1 şi corespunzător a cuplului la secundar M_2, în limite largi. La primar $M_1 n_1$ poate fi constant sau variat după nevoie.

Avantajele cuplei volumice prezintă faţă de un variator mecanic, de exemplu cu roţi dinţate, avantajele : variază n_2 şi M_2 în mod continuu, nu transmite şocuri sau vibraţii spre secundar, deoarece între primar şi secundar nu există un contact mecanic, ci numai prin lichidul motor (uleiul). Cu notaţiile figurii se calculează mărimile importante, indicii *1* referindu-se la primar (pompă volumică) şi 2 la secundar (motorul volumic purtat, în dreapta) :

$$Q_1 = V_1 \frac{n_1}{60}\,\eta_{v1}\,; \quad Q_2 = \frac{V_2 n_2}{60\,\eta_{v2}}\ [\mathrm{m^3/s}]\,;$$

$$\Delta p_1 = p_1' - p_1\,; \quad \Delta p_2 = p_2' - p_2\,; \quad \eta_{m1} = \eta_1/\eta_{v1}\,; \quad \eta_{m2} = \eta_2/\eta_{v2}\,;$$

$$P_1 = \frac{Q_1 \Delta p_1}{75\,\eta_1} = \frac{V_1 n_1 \Delta p_1}{4\,500\,\eta_{m1}}\,; \quad P_2 = \frac{V_2 n_2}{4\,500}\,\Delta p_2 \eta_{m2}\ [\mathrm{CP}]\,;$$

$$M_1 = 75\,\frac{30\,P_1}{\pi\,n_1} = \frac{V_1 \Delta p_1}{2\pi\,\eta_{m1}}\,; \quad M_2 = \frac{V_2}{2\pi}\,\Delta p_2 \eta_{m2}\ [\mathrm{kgf.m}].$$

Cînd se închide robinetul bypass $q = 0$, va fi $Q_1 = Q_2$, din care rezultă :

$$\frac{V_2 n_2}{V_1 n_1} = \eta_{v1}\,\eta_{v2} = \eta_v\,; \qquad \frac{P_2}{P_1} = \frac{V_2 n_2 \Delta p_2}{V_1 n_1 \Delta p_1}\,\eta_{m1}\eta_{m2} = \frac{\Delta p_2}{\Delta p_1}\,\eta_v\eta_m\,;$$

$$\frac{\Delta p_2}{\Delta p_1} = 1 - \gamma\,\frac{\Sigma h_r}{\Delta p} = \eta_h\,; \qquad P_2 = P_1\,\eta_v\eta_m\eta_h = P_1\,\eta\ \text{[CP]}.$$

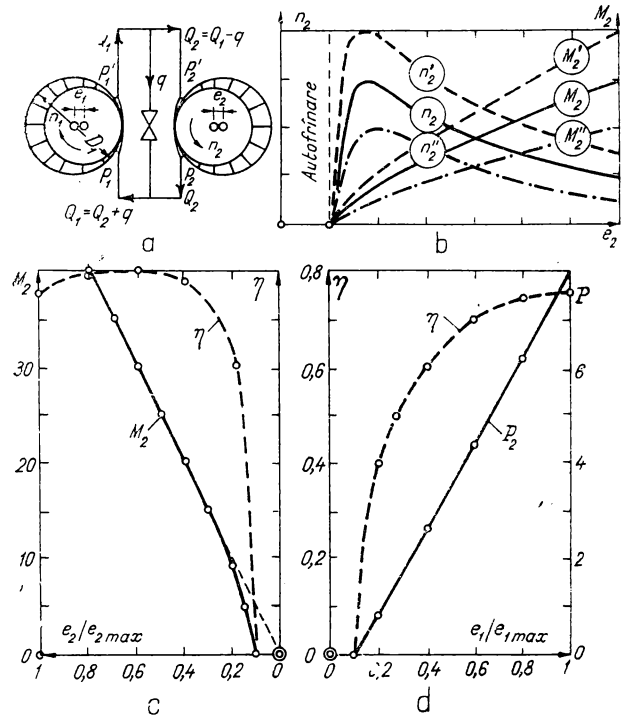


Fig. XI.36. Cupla volumică şi curbele caracteristice.

Schimbînd excentricităţile se obţine variaţia mărimilor V, Q, M şi P, anume :

$$M_1 = \frac{\Delta p_1 V_{1\,max}}{2\pi\,\eta_{m1}\,e_{1max}}\,e_1 = K_1\,\Delta p_1\,e_1\,; \quad M_2 = K_2\,\Delta p_2\,e_2\ \text{[kgf.m]}\,;$$

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{K_2\,\Delta p_2\,e_2}{K_1\,\Delta p_1\,e_1}\,; \quad \frac{P_2}{P_1} = \frac{M_2\,n_2}{M_1\,n_1} = \frac{K_2\,\Delta p_2\,n_2\,e_2}{K_1\,\Delta p_1\,n_1\,e_1} = \eta.$$

A doua reglare se face prin deschiderea sau închiderea succesivă a robinetului, deci a debitului ocolitor q, fiind $Q_2 = Q_1 - q$, iar M şi P se exprimă prin relaţiile:

$$\frac{Q_2}{Q_1} = 1 - \frac{q}{Q_1} = \frac{V_2 n_2}{V_1 n_1 \eta_{v1} \eta_{v2}}; \quad \frac{V_2 n_2}{V_1 n_1} = \eta_v \left(1 - \frac{q}{Q_1}\right);$$

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{n_1}{n_2} \eta \left(1 - \frac{q}{Q_1}\right); \qquad \frac{P_2}{P_1} = \eta \left(1 - \frac{q}{Q_1}\right).$$

Volumul V este dat de lăţimea cuplei $B = k_1 D$ şi aria în formă de semilună $A = k_2 D^2$, deci $V = BA = k_v D^3$. cu $k_v = k_1 k_2$ este dat de tabele şi rezultă diametrele exterioare:

$$D_1 = \left(\frac{4\,500\, P_1 \eta_{m1}}{k_{v1} n_1 \Delta p_1}\right)^{1/3}; \quad D_2 = \left(\frac{4\,500\, P_2}{k_{v2} n_2 \Delta p_2 \eta_{m2}}\right)^{1/3} \text{[m]}.$$

La pompa şi motorul de acelaşi tip, caz frecvent, vor fi: $k_{v1} = k_{v2}$ şi $\eta_{m1} = \eta_{m2} = \eta_m^{0,5}$, deoarece $\eta_m = \eta_{m1}\eta_{m2}$ este randamentul mecanic global. În fig. XI.36, *b* se prezintă caracteristica M_2 şi n_2 în funcţie de excentricitatea e_2, iar în fig. XI. 36, *c*, *d* alte curbe caracteristice pentru o microcuplă volumică. În [6, p. 611—620)] se arată şi alte variante.

4.5.3. **Turbocuple (convertizoarele hidraulice de cuplu).** Aceleaşi funcţii ca ale cuplei volumice le îndeplinesc turbocuplele, însă pentru puteri şi momente mult mai mari. Ele servesc ca transmisii cu turaţie variabilă la electropompe de puteri mari, la agregate The, la autovehicule, tancuri, locomotive, vapoare etc.

4.5.3.1. *Turbocupla simplă.* Primul prototip a fost inventat de Föttinger (fig. XI.37, *a*) şi constă din rotorul primar *1* (pompă), secundarul *2* (turbină); statorul cu pale directoare fixe *3*, carcasa exterioară racordată la lagăre *4*, arborele primar cu $M_1 n_1$ *I* şi cel secundar cu $M_2 n_2$ *II*. Neexistînd între *1* şi *2* nici o legătură mecanică, se transmite $M_2 n_2$ continuu, foarte elastic fără şocuri şi vibraţii, calităţi pe care nu le pot realiza alte transmisii.

Pentru a se regla aparatul director s-au introdus ulterior palele *3* reglate prin pîrghiile — trăgătoarele şi inelul de reglare *3* şi *4* din fig. XI.37, *b*. Pentru a se schimba sensul rotaţiei lui n_2 faţă de n_1, util agregatelor The şi oricărei fel de tracţiune, s-au introdus două statoare *3* şi *3'* în carcasa *6—7* comună (fig. XI.37, *c*).

Calculul turbocuplelor se bazează pe relaţii hidromecanice cunoscute la turbine şi pompe şi anume:

$$M_1 = c_1 \gamma n_1^2 D^5; \qquad P_1 = 0{,}0014\, c_1 \gamma\, n_1^3 D^5 \text{ [CP]};$$

$$M_2 = c_2 \gamma n_1^2 D^5; \qquad P_2 = 0{,}0014\, c_2 \gamma_1\, n_1^3 D^5 \text{ [CP]}.$$

Constanta c_1 a rotorului primar şi c_2 a rotorului secundar se referă la un tip şi diferă numeric la alt tip de maşină. S-au reperat M_2 şi P_2 tot la n_1-primar, în general mai constant, dar la nevoie se poate scrie şi $M_2 = c_2 \gamma n_2^2 D^5$. De asemenea, ca diametrul

intră convențional cel maxim interior notat cu D în fig. XI. 37, *a*. Debitul Q [m³/s] este același în primar și secundar, iar H_1 de pompare, rezultă din puterea P_1:

$$H_1 = 75\frac{P_1\eta_1}{\gamma Q} = \frac{k}{g}\eta_h c_{u1e}u_{1e} = 0{,}00534\, k\eta_h D_{1e}c_{u1e}.$$

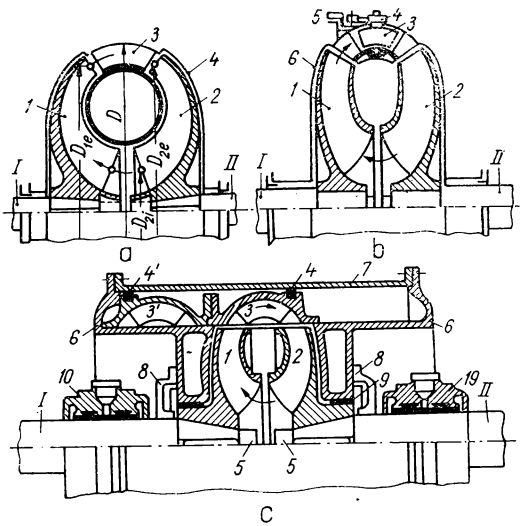


Fig. XI.37. Schemele diferitelor turbocuple monoetajate cu simplu flux.

Viteza absolută meridiană $c_{m1} = k_m\sqrt{2gH} < 8$ m/s este util a fi egală în întregul tor format din coroanele palelor *1—2—3*:

$$D_1 = \frac{60\,u_{1e}}{\pi n_1} < \frac{955}{n_1};\quad c_{u1e} = 0{,}196\frac{H_1 n_1}{k\eta_h}\left[\frac{\text{m}}{\text{s}}\right];$$

$$D_{1i} = \frac{60\,u_{1i}}{\pi n_1};\quad c_{m1i} = c_{m1e};\quad c_{u1i} = 0.$$

Coeficientul $k < 1$, datorit numărului de pale z - finit, s-a definit în subparagraful 3.2.1.3, de asemenea și $c_{u1i} = 0$ cu $\alpha_{1i} = 90°$. Secundarul se calculează ca rotor de turbină cu puterea P_2 și căderea H_2:

$$P_2 = \frac{\gamma}{75} Q H_2 \eta_2\ [\text{CP}];\quad H_2 = H_1\eta_{h2}.$$

Curbele caracteristice pentru o turbocuplă mică ($P_1 < 200$ CP, fig. XI.38, *a*) arată M_2/M_1, η și 1 000 γc_2, în funcție de n_2/n_1, iar în fig. XI.38, *b* reprezentată procentual, se observă efectul variației lui n_1 primar asupra lui M_2, η_2 și n_2. La puteri și gabarite mari randamentul crește peste cel al modelului din fig. XI.38.

4.5.3.2. *Turbocuple cu dublu flux și turbocupla etajată.* La puteri foarte mari și pentru a nu mări diametrul $D = (k_D P_1/n_1^3)^{0,2}$, se montează două cuple simetrice pe același arbore, deci se realizează fluxul dublu : unul în sensul acelor ceasornicului, celălalt invers.

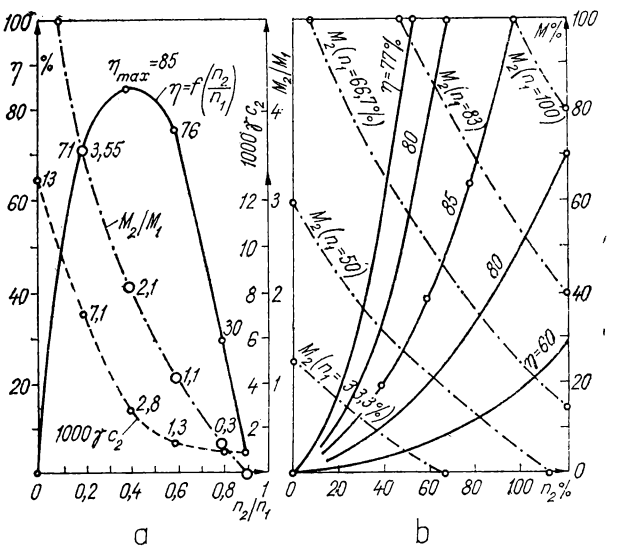


Fig. XI.38. Curbele caracteristice ale unei turbocuple mici.

O altă soluție constă în sporirea presiunii prin turbocupla etajată cu rotoare *1—1'*, *2—2'* între care se intercalează statoarele *3—3'*, cum se arată în [6, vol. II, p. 623—633].

4.5.3.3. *Turbocupla complexă.* Pentru tracțiune sînt indicate turbocuple speciale, dintre care se utilizează mai frecvent :

— turbocupla complexă, care la porniri și opriri funcționează ca turbocuplă, cu statorul fix, iar la regim $M_2 n_2$ normal și de durată ca turboambreiaj, cînd statorul este cuplat la secundar ;

— turbocupla triloc, care poate funcționa după nevoie ca turbocuplă simplă, apoi ca turboambreiaj, sau ca diferențial mecanic (v. detalii [6, vol II, fig. 537]).

4.5.4. **Turboambreiaje hidraulice.** Această clasă făcînd parte tot din categoria transformatoarelor de mişcări, transmite cuplul şi turaţia fără a le varia esenţial de la $M_1 n_1$ la $M_2 n_2$, prin intermediul lichidului motor. Astfel se păstrează calităţile unei funcţionări elastice, continue, fără şocuri şi vibraţii.

Turboambreiajul derivă din turbocuplă, prin scoaterea statorului, care avea funcţia de a varia cuplurile. În fig. XI.39, *a*, *b*, *c*, se exemplifică trei tipuri : *a*) turboambreiajul cu simplu flux ; *b*) la fel pentru tracţiune şi *c*) turboambreiajul cu dublu flux. În toate tipurile variaţia puterii P_1 transmise se face prin diferite grade de umplere cu ulei, adică prin varierea grosimii δ a torului de ulei (fig. XI.39, *a* indică torul *T* prin haşuri orizontale).

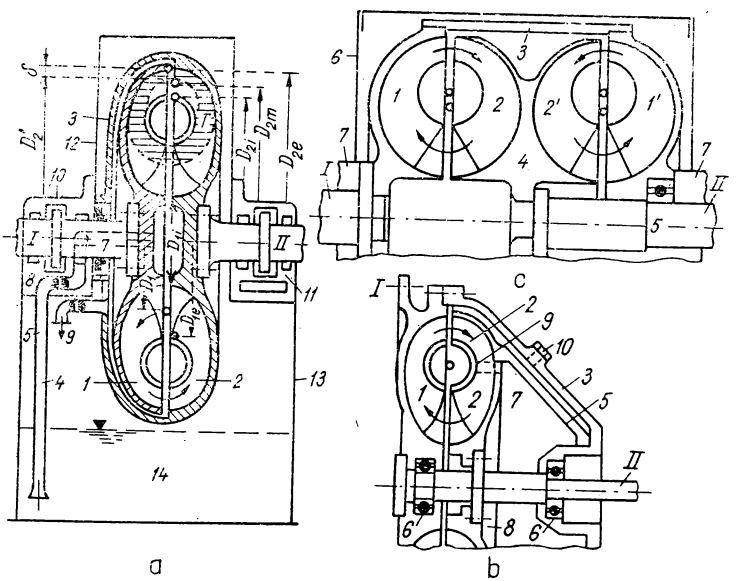


Fig. XI.39. Schemele unor turboambreiaje hidraulice.

Uleiul este aspirat din *14* şi *4* prin arborele *I* găurit la *7* şi cepul *8* deschis, îngroşînd δ şi viceversa ; pentru reducerea lui δ canalul de la periferie spre centru evacuează uleiul prin centrifugare. Mărimile de calul depind de turaţii şi de alunecarea *s* :

$$P_1 = M_1 \omega_1 / 75 = 0{,}0014\ M_1 n_1 ;\ P_2 = P_1 \eta (1-s) = 0{,}0014\ M_2 n_2\ [\text{CP}] ;$$

$$s = \frac{n_1 - n_2}{n_1} = 1 - \frac{n_2}{n_1} ; \qquad \eta = \eta_{h1}\, \eta_{h2}\, \eta_{m1} \eta_{m2}.$$

Cînd alunecarea $s = 0$ va fi $n_2 = n_1$; $P_2 = P_1\eta$ și cînd $s = 1$; $n_2 = 0$, $P_2 = 0$. Între aceste limite variază P_2 o dată cu s. Alegînd un model construit (indicii m) se poate calcula un nou turboambreiaj prin relațiile de similitudine:

$$\frac{P}{P_m} = \frac{c\gamma n^3 D^5}{c_m \gamma_m n_m^3 D_m^5}; \quad \frac{M}{M_m} = \frac{c\gamma n^2 D^5}{c_m \gamma_m n_m^2 D_m^5};$$

$$D = \lambda D_m; \qquad \lambda = \left(\frac{P}{P_m}\right)^{1/5}\left(\frac{n_m}{n}\right)^{3/5} \text{ la } \gamma = \gamma_m.$$

Dimensionarea directă, fără model, dezvoltată în [6, p. 639—641] se bazează pe rapiditatea adimensională ν_s și notațiile din fig. XI.39, *a*:

$$\nu_s = \frac{n_s}{(2g)^{0,75}\gamma^{0,5}} = \frac{0{,}107\, n_1 P_1^{0,5}}{\gamma^{0,5} H_1^{1,25}}; \quad P_1 = 13{,}33\frac{QH_1}{\eta_1} \text{ [CP]};$$

$$\eta_1 = \eta/\eta_2; \quad Q = 0{,}075\frac{P_1}{H_1}\eta_1\left[\frac{\text{m}^3}{\text{s}}\right]; \quad H_1 = \frac{k}{g}\eta_{h1} c_{u2m} u_{2m};$$

$$D_{2i} = (10{,}8 - 6\nu_s)\left(\frac{Q}{n_1}\right)^{1,3}; \quad D_{1m} = 0{,}8\,\nu_s^{1/3} D_{2m}; \quad D_{2e} \approx 2D_{2m} - D_{2i};$$

$$D_{2m} = \frac{4{,}42}{\nu_s^{2/3}}\left[D_{2e} - (10{,}8 - 6\nu_s)\left(\frac{Q}{n_1}\right)^{1/3} - 0{,}002\,\varepsilon\right];$$

$$z = 8{,}65 + \frac{10{,}8}{\nu_s^{1/3}} - \text{pale}; \quad \varepsilon = 0{,}05 \ldots 0{,}08 \text{ mm la } \nu_s = 0{,}25 \ldots 0{,}4.$$

Cunoscînd coeficientul c în funcție de tipul turboambreiajului, de exemplu Chrysler $c = (0{,}29 \ldots 0{,}33)10^{-6}$ și ulei $\gamma = 950$ kg/m^3 se poate calcula $D_{2e} \approx 19\,(P_1/n_1^3)^{1/5}$. Randamentul η crește liniar cu $1-s$ cînd acesta este sub 0,5. Astfel, la alunecări $s < 0{,}1$ va fi $\eta > 0{,}9$, mai mare decît la turbocuple. Figura XI.39, *b* arată un turboambreiaj-auto, iar fig. XI.39, *c*, turboambreiajul dublu de putere mare.

4.5.5. **Turbofrîne hidraulice.** Cele mai vechi frîne hidraulice sînt *frînele cu disc* (Froude, fig. XI.40, *a*, *b*), care constau din elementele: *1*—discul de egală rezistență la cetrifugare: *2*, *3*— lagăre; *4*— carcasa, *5*, *6*— conducte de aspirație a uleiului din baia

10; *7*, *8* – de evacuare prin centrifugarea torului de ulei $\delta = 0{,}5\ (D - d)$ şi *9* – cepul de reglare a uleiului. La z discuri în paralel pe arbore creşte puterea frînată la P_z:

$$P = K\left(\frac{n}{60}\right)^{2,9}(D^{4,76} - d^{4,76}) = f(n, D, \delta)\ \text{[CP]};$$

$$P_{max} = K\left(\frac{n}{60}\right)^{2,9} D^{4,76};\quad P_z = zP;\quad P_{z\,max} = zP_{max}.$$

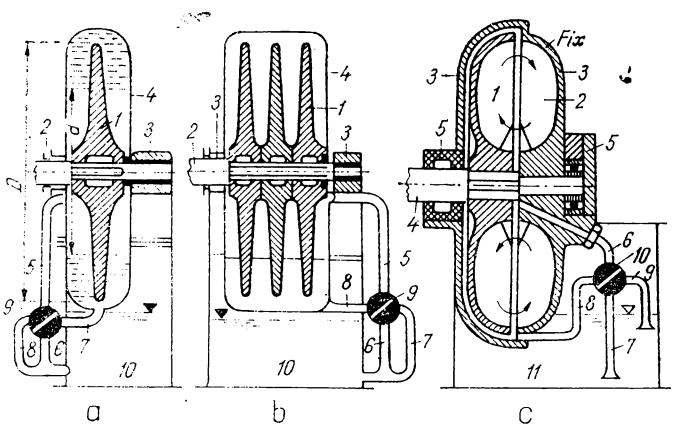


Fig. XI.40. Schemele unor turbofrîne hidraulice.

La discuri foarte netede s-a măsurat $K \approx 0{,}04$, la cele rugoase $K \approx 0{,}5$ la apă, iar pentru ulei $K_u \approx K\,\nu_u/\nu$ avînd ν_u coeficientul viscozităţii cinematice pentru ulei şi ν pentru apă.

Turbofrînele (fig. XI.40, *c*) derivă din turboambreiaj dacă se fixează secundarul *2* constituind batiul frînei. Puterea frînată P poate fi variată prin grosimea δ a torului de ulei, realizată prin conductele *6-7-8-9* şi cepul *10*, cu rezervorul de ulei *11*:

$$P = C\left(\frac{n}{60}\right)^{2,9}[D^{4,4} - (D - 2\delta)^{4,4}] = f(n, D, \delta)\quad \text{[CP]}.$$

La apă s-a măsurat $C \approx 24$ şi la ulei $C_u \approx 24\,\nu_u/\nu$. La diametru D şi turaţii mari pot fi frînate puteri nelimitate. Cînd frîna este plină de ulei va fi $P_{max} = C_u D^{4,4} \cdot (n/60)^{2,9}$ [CP], de exemplu la $D = 1$ m, $n = 1\,000$ rot/min şi $C_u \approx 30$ va fi $P_{max} = 100\,000$ CP.

Frînele hidraulice se utilizează în multe ramuri ale tehnicii, la diferite utilaje, mașini și instalații, dar mai ales sînt necesare la măsurarea puterii motoarelor hidraulice și termice mari pe standul de probă al uzinelor sau în centrale.

4.5.6. **Comenzi, telecomenzi și automatizări hidraulice.** Mecanizarea și automatizarea în toate ramurile sectoarelor industrial, agricol, transporturi, în dezvoltarea necontenită și în Republica Socialistă România, a dus la perfecționarea dispozitivelor de telecomenzi. Acestea au ca elemente primare aparate electronice, electrice și ca organe de execuție a comenzilor și telecomenzilor dispozitive hidromecanice.

Elementele hidromecanice se compun din: sertare, servomotoare cu lichid motor (ulei), ventile de siguranță, de ocolire, vane de închidere și reglare a presiunilor, supape, hidromotoare, cataracte hidraulice și numeroase tipuri de relee și aparate de măsură hidraulice.

Dispozitivele de comandă și telecomandă sînt transformatoare de mișcări de orice fel: translații, rotații, basculări, mișcări alternante sau cinematici complexe. Aceste mișcări la primarul *1*, cu amplitudini foarte mici, se amplifică la orice mărime, amplitudine sau intensitate la secundarul *2*, prin procese hidromecanice complexe.

Se disting noțiunile de rigiditate *1*, respectiv de flexibilitate $1/T$ de ordin:

$$\text{— static } T_s = -\frac{\partial F}{\partial s}\ ; \quad T_s' = -\frac{\partial M}{\partial s}\ ;$$

$$\text{— dinamic } T_d = -\frac{\partial F}{\partial v}\ ; \quad T_d' = -\frac{\partial M}{\partial v}\ ,$$

în care se notează cu: F = forțele; M — momentele; s — cursele; v — vitezele.

Transformarea de la primarul *1* la secundarul *2*: $\partial F_1 / \partial F_2$ și $\partial M_1 / \partial M_2$ dă legătura între *1* care comandă și *2* — comandat. Scheme și aplicații se găsesc în literatura de specialitate, care nu intră în tematica manualului.

5. REGULATOARE HIDRAULICE

5.1. NOȚIUNI GENERALE ȘI CLASIFICAREA REGULATOARELOR

Parametrii hidraulici ai amenajării hidroenergetice variază funcție de timp după condițiile hidrologice, cei ai agregatelor (turbine-generatoare-echipamente anexe), după consumul sistemului electroenergetic. Între debite, căderi, puteri disponibile și sarcini, tensiuni, frecvențe electrice și cos φ, cerute de rețea și variabile în timp, trebuie să intervină regulatoare automate pentru a restabili necontenit echilibrul.

Deoarece parametrii care trebuie reglați sînt numeroși și regulatoarele necesare sînt de mai multe categorii. Un regulator este acel mecanism care reglează o mărime oarecare, în urma impulsurilor provocate de variația însăși a acelei mărimi. Regulatoarele din centralele hidroelectrice se clasifică după felul mărimilor reglate și după principiul funcționării regulatorului, anume:

— regulatoare automate R(nN) de turație n și putere N ale turbinei, numite impropriu și regulatoare de viteză;

— regulatoare automate R(Q) a debitului Q, deci implicit al puterii turbinei, numai în funcție de nivelul captării, adică a debitului disponibil, sau combinat în funcție de nivel și de sarcina cerută de rețea ;

— regulatoare de presiune R(p), pentru a evita creșterea inadmisibilă a loviturilor de berbec ;

— regulatoare de închidere rapidă R (îr) a turbinei sau a vanelor, la apariția unor fenomene anormale ca : ambalarea agregatului sau orice fel de defecțiune, respectiv avarie în construcțiile hidrotehnice și în agregate.

Fiecare categorie se clasifică după tipuri, cum se arată în continuare.

Pe lîngă aceste regulatoare hidromecanice în centrale funcționează regulatoarele mărimilor electrice de tensiune, intensitate, frecvență, de sincronizare etc.

5.2. REGULATORUL AUTOMAT R(nN) ȘI DINAMICA SA

F u n c ț i u n i l e p r i n c i p a l e a l e R(n N) sînt :

— reglarea admisiei debitului Q, ca N_t [kW] a turbinei să fie egalată rapid cu sarcina generatorului N_g ;

— menținerea turației n, după trecerea perturbației, fie constantă cu n_0 — de regim (izodrom), fie $n = n_0 \pm \Delta n$ puțin diferită (neizodrom) ;

— repartizarea optimă a sarcinii active pe m-agregate în funcțiune ;

— variația turației m-telecomandată, pentru operații de punere automată în paralel electric a agregatelor, sau de către dispecer pentru corectarea frecvenței rețelei ;

— limitarea cursei admisiei, deci $N_{t\,max}$, conform planului exploatării zilnice ;

— să răspundă la impulsurile sistemului de automatizare privind pornirea și oprirea agregatului.

Clasificarea R(nN) se face după diferite criterii :

R(nN) proporționale (P), integrale (I), proporțional-integrale (PI), în ceea ce privește legătura între abaterea $\varepsilon(t)$, n și N ;

R(nN) mecanohidraulice, electrohidraulice și hidraulice ;

R(nN) izodrome, neizodrome, accelerotahometrice ;

R(nN) simple sau duble, după cum reglează palele directoare (Francis) sau simultan directoare și rotoare (Kaplan, Bulb, Dériaz), respectiv a injectorului și deflectorului (Pelton).

D i n a m i c a R(nN) se analizează pe baza ecuației mișcării rotative :

$$I\frac{d\omega}{dt} = C_t - C_g = \frac{974}{n_0}(N_t - N_g) = K(N_t - N_g),$$

în care s-au notat : $I = \Sigma m r^2 = GD^2/4\,g$ — momentul de inerție a tuturor organelor rotitoare ale turbinei și generatorului, totalizînd G [kgf] și diametrul de girație convențional D ; $\omega = \pi n/30$ este viteza unghiulară, n_0 [rot/min] — turația ; C_t — cuplul turbinei ; C_g — generatorului ; N_t, N_g puterile aferente în kW.

La funcționarea cu regim staționar (indicii 0) $N_{t0} = N_{g0}$, deci $d\omega/dt = 0$, ω_0 fiind constant, turația n_0 — nominală rămîne constantă.

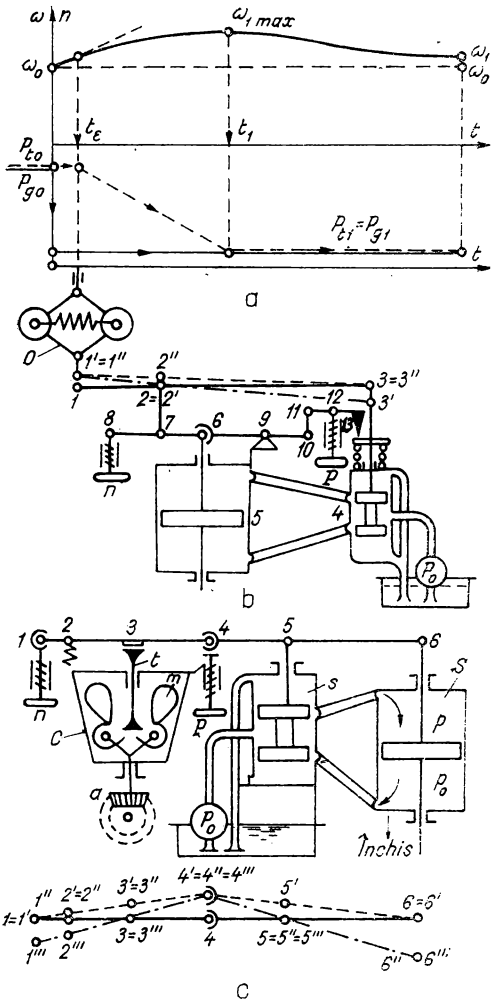


Fig. XI.41. Schemele regulatorului automat R (nN).

La o descărcare bruscă a sarcinii electrice $N_{g1} < N_{g0}$, parțială sau totală $N_g = 0$, la $t = 0$ (fig. XI.41, *a*), se observă că trece un timp foarte scurt t_ε în care admisia turbinei nu este acționată din cauza insensibilității regulatorului ε. De la $t = t_\varepsilon$ la t_i, cînd turbina s-a închis corespunzător noului regim $N_{t1} = N_{g1}$, se face închiderea palelor turbinei, de exemplu liniar. În acest timp a crescut ω_0, deci n_0 la n_ε spre n_{max}, iar după t_i fiind $N_{t1} = N_{g1}$ rămîne puterea rezistențelor hidraulice și frecărilor mecanice $\Delta N_f = f(\omega - \omega_0)$ numai pe durata cît $n > n_0$, așa că ecuația mișcării dă accelerația unghiulară $d\omega/dt$ și viteza unghiulară ω (cu N_t scăzînd liniar):

$$\frac{d\omega}{dt} = K(N_t - N_{g1}) > 0; \quad \omega = \omega_0 + K(N_t - N_{g1})\, t.$$

La fiecare timp t, de la t_ε la t_i, N_{t0} scade liniar spre $N_{t1} = N_{g1}$ și ω crește la ω_{1max}, corespunzător turației $n_{1max} = 9{,}55\ \omega_{1max}$. După t_i nu mai există diferența $N_t - N_{g1}$ așa că rămîn frecările, deci $\omega_{1\,max}$ scade lent fie spre $\omega_1 = \omega_0$ (izodrom), fie $\omega_1 > \omega_0$ la regulatorul cu schemă neizodromă:

$$\omega = \omega_{1max} - K\Delta N_f (t - t_i) \text{ spre } \omega_1 = \omega_0 \text{ sau } \omega_1 > \omega_0.$$

Dacă descărcarea sarcinii este totală $N_{g1} = 0$, este valabilă aceeași fig. XI.41, *a* numai că N_g și N_t scad la zero, iar ω crește spre $\omega_{max} > \omega_{1\,max}$, iar $\omega' > \omega_1$ final. La încărcarea de sarcină $N_{g2} > N_0$, fenomenul este invers, calculul analog însă ω_0 va scade spre $\omega_{2\,min}$, pentru a reveni în final la ω_0 sau $\omega_2 < \omega_0$ în cazul neizodrom, iar la încărcarea totală ω_{min} și $\omega'' < \omega_2$.

Definiția parametrilor regulatorului. Gradul de neregularitate maxim trecător δ_{max} și remanent δ (%) după trecerea perturbației, ca și gradul de nesensibilitate ε, respectiv φ de încărcare sau descărcare a sarcinii, se definesc prin:

$$\delta_{max} = \frac{n_{max} - n_{min}}{n_0} 100; \quad \delta = \frac{n' - n''}{n_0} 100;$$

$$\varepsilon = \frac{n'_\varepsilon - n''_\varepsilon}{n_0} 100; \quad \varphi = \frac{N_s - N_i}{N_0} 100.$$

La $\varphi = 100; 50; 25\%$ regulatoarele normale dau $\delta_{max} = 20; 10; 4\%$ iar $\delta = 1 \ldots 3\%$ și $\varepsilon = 0{,}2$ la regulatoare mecanohidraulice, $\varepsilon = 0{,}05$ la cele electrohidraulice și $\varepsilon = 0{,}01$ la pendul electronic. Cu γ_i — inerția specifică, χ — coeficientul loviturii de berbec și T_p — timpul de pornire al conductei forțate se obțin relațiile:

$$\gamma_i = \frac{G D^2 n_0}{N\, 10^6}; \quad \chi = \frac{\Delta p_{max}}{\gamma H}; \quad T_p = \frac{L c_{max}}{g H}.$$

Între mărimi există corelaţia $\delta_{max} = kT_p/\gamma_i$ şi în funcţie de căderea netă a turbinei H se obţin, cu T_s – timpul închiderii servomotorului, de exemplu la :

$H < 150$ m : $\chi < 0{,}5$; $k = 0{,}35$; $0{,}14$; $0{,}07$ la $\varphi = 100$; 50 ; 25% ;

$H \approx 400$ m : $\chi < 0{,}3$; $k = 0{,}5$; $0{,}2$; $0{,}08$ la $\varphi = 100$; 50 ; 25%.

5.3. SCHEME DE R(nN) MECANOHIDRAULICE

Schema R-simplu neizodrom (fig. XI.41, *b*), cuprinde elementele: *0* – pendul tahometric ; *1 – 2 – 3* – bara de comandă ; *4* – sertarul cu gospodăria de ulei ; *5* – servomotorul ; *6 – 7 – 2* – readucerea ; *8* – variatorul manual al turaţiei şi *9 – 10 – 11 – 12 – 13* – limitatorul admisiei maxime (acţionează numai la încărcări N_g).

Faza 1. La descărcarea sarcinii $N_{g1} < N_{g0}$ turaţia creşte, *1* urcă în *1'*, *2 = 2'* rămîne instantaneu fix, *3* coboară în *3'* o dată cu sertarul *4*. Astfel intră ulei cu $p \approx 40 \ldots 60$ at sub pistonul servomotorului *5*, care se deplasează în sus, evacuînd cu $p_0 \approx 1{,}1$ at uleiul peste *5* spre *4* şi rezervorul pompei.

Faza 2. Urcînd *6* şi *7* este ridicat *2'* în *2''* astfel ca *3'* să urce în *3'' = 3*, sertarul *4* se închide şi mişcarea servomotorului s-a oprit în noua poziţie, corespunzînd lui $N_{t1} = N_{g1}$, deci s-a realizat readucerea. Turaţia scade lent la $n_1 > n_0$, după efectuarea unui mic contrareglaj. La funcţionarea cu regim n_0-normal se cere uneori corectarea frecvenţei electrice $f = 3\,000/p$ (p fiind perechi de poli) ceea ce se face urcînd sau coborînd $n = n_0 \pm \pm \Delta n$ prin ridicarea sau coborîrea lui *8* prin maneta micrometrică. Aceasta poate fi telecomandată sau automatizată. Maneta *13* coborînd corespunzător opritorul spre discul sertarului, poate fi limitată deschiderea acestuia, deci a lui $N_{t\ max}$.

Schema R-simplu izodrom (fig. XI.41, *c*).

Pendulul cu masele centrifugate *m* este instalat în cadrul mobil relativ şi acţionează prin tija *t* punctul *3*, iar prin acesta bara de reglare *1 – 2 – 3 – 4 – 5 – 6* ia în cele trei faze diferite poziţii desenate în schemă. Fazele se notează cu (') (") ("'), din care se observă că în a 3-a fază a revenit turaţia finală la n_0, s-a efectuat compensarea izodromă. Există multe alte scheme izodrome mai complexe, dar principiul funcţionării este asemănător.

Schema de R-duble, neizodrome sau izodrome, servesc turbinelor Kaplan, Bulb, Dériaz şi Pelton, la care se reglează cîte două organe de reglare (pale directoare şi rotoare), respectiv la Pelton acul şi deflectorul. Asemenea scheme complexe sînt descrise în [6, Vol. II, p. 45–52].

5.4. SCHEME DE R(nN) ELECTROHIDRAULICE ŞI ELECTRONIC HIDRAULICE

La aceste R organul de sesizare a variaţiei turaţiei numit actuator, de dare a impulsului de reglare, nu mai este un pendul tahometric, ci un dispozitiv electric bazat pe microgeneratorul pilot (primul tip a fost ASEA). Toate organele de execuţie a comenzilor primite sînt însă hidromecanice : sertar, servomotor, bare cu pîrghii de comandă, de readucere şi compensare izodrome, gospodărie de ulei şi aparate de măsură sînt asemănătoare R-mecanohidraulice.

Organul de sesizare cuprinde o inductanţă variabilă L, cu capacitatea C_1, acordate la $f = 50$ Hz a reţelei. La funcţionarea de regim $n_0 = \text{const}$ impedanţa este aproape infi-

nită, așa că tensiunea la bornele microgeneratorului se aplică conturului de rezonanță și tensiunea la condensatorul C_2 este practic nulă. În dispozitiv acționează și un amplificator electronic.

Cînd n diferă de n_0 circuitul rezonant nu mai este acordat și acționează un electromagnet care dă comenzile sistemului hidromecanic. Primele R-electrohidraulice Reșița funcționează pe cascada Bistriței.

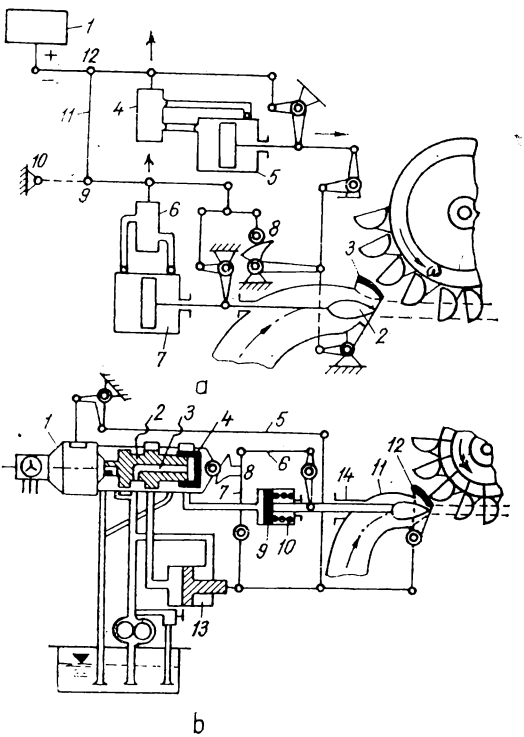


Fig. XI.42. Schemele R(nN) electrohidraulice și electronic hidraulice.

Amănunte de calcul a R-electrohidraulice și accelerotahometrice pot fi consultate în [8, vol. II]. Se remarcă faptul că sensibilitatea acestora este de 10—20 ori mai fină decît a R-mecanohidraulice, funcționează mai rapid și permit automatizarea completă a centralelor hidroelectrice.

Schema R—dublu a sincronizării acului și deflectorului turbinei Pelton (fig. XI. 42,*a*) cuprinde: *1*—dispozitivul de sesizare a variației frecvenței $f=3\,000/p$ de tip electric-

electronic; *2*—injectorul cu deflectorul; *3, 4, 5*—sertarul şi servomotorul deflectorului; *6,7*—ai acului; *8*—cama de sincronizare a mişcărilor acului şi deflectorului. Cu privire la legăturile *9—10—11—12* se disting două variante:

— v a r i a n t a I: cu *9,11,12* (desenate cu linii pline), care realizează reglarea directă şi simultană a acului şi deflectorului;

— v a r i a n t a II: *9*—înlocuit prin articulaţia *10* şi lipsa legăturii *11—12*, care acţionează rapid deflectorul, iar acul este reglat indirect şi cu întîrziere de către deflector servind aici ca pilot. Aplicarea variantei *I* sau *II* depinde de la caz la caz de particularităţile centralei şi de cerinţele reţelei, fiecare prezintă alte avantaje. În scheme săgeţile arată sensul închiderii, deci cazul descărcării sarcinii.

— S c h e m a R-dublu tip C h a r m i l l e s (fig. XI.42, *b*), reuneşte avantajele ambelor variante precedente, în care s-au notat: *1*—reglorul pilot, fie accelerotahometric, fie electronic hidraulic; *2—3—4*—sertarul, din care *2*—comandă deflectorul *12* prin servomotorul *13*, iar *3* şi *4* comandă servomotorul *9—10* al acului *11*. Bucşa *4* înconjurînd pe *3* se combină cu cama *8* şi tijele *6—7* pentru a stabili permanent o concordanţă între poziţiile acului şi deflectorului, care la funcţionarea de regim n_0 stă lîngă vîna de apă, gata a intra rapid în vînă.

Legătura *5*, între pilotul *1* şi deflectorul *12*, este acţionată atît de mişcarea deflectorului *12* cît şi de sarcina generatorului (aservire electrică), aşa că dă statismul corespunzător puterii variabile debitate de agregatul la mersul în paralel.

5.5. REGULATOARE ÎN FUNCŢIE DE NIVELURI SAU DEBITE R(Q)

Regulatoarele de turaţie şi putere (v. Subcap. 5.2 şi 5.4) încarcă şi descarcă agregatele centralei automate funcţie de nevoile sistemului electroenergetic fără a ţine seama de debitul Q — disponibil la captări. La centrale de vîrf cu lacuri compensatoare de mare capacitate acest mod de funcţionare este raţional. La centralele în cascadă fără acumulări, încărcarea turbinelor cerută de reţea în timp de secetă produce intrarea aerului în conducte, iar descărcarea turbinelor în perioada de ape mari duce la deversarea fără folos a apei. Asemenea centrale pe firul apei sau cu compensare slabă trebuie echipate cu alte tipuri de regulatoare R(Q). Acestea reglează automat puterea turbinelor în funcţie de debitul disponibil în fiecare moment, deci implicit funcţie de nivelul apei la captare sau în castelul de echilibru, de exemplu R(Q) ale turbinelor Pelton pe Bîrzava construite la Reşiţa.

5.5.1. **R (Q) simplu—fără reglarea frecvenţei.** În camera de încărcare a centralelor de căderi *H*-mici, sau în castelul de echilibru cu *H* mare (fig. XI.43, *a*), un plutitor *P* transmite mişcarea sa punctului *4*, de exemplu prin cablul flexibil protejat printr-o ţeavă. Mişcînd *4* datorită plutitorului, sistemul cinematic *4—5—6—1—2—3* acţionează asupra reglării turbinei. Scăzînd Q pe rîu, deci nivelul N, P coboară în P', *4* urcă în *4'*, *5* în *5'*, *1* în *1'*, *2* în *2'*, la *3=3'* instantaneu fix, aşa că sertarul *s* urcînd va debita ulei deasupra pistonului servomotorului S, care coboară şi închide proporţional admisia debitului în turbină. La creşterea N mişcările se inversează şi turbina se deschide. Schema este valabilă la turbine mici, dar poate fi completată cu dispozitivele necesare turbinelor, din centralele de bază importante.

Dacă distanţa de la nivelul N la regulator este mai mare se telecomandă mişcarea pentru care există mai multe soluţii.

1) *Telecomanda prin limnigraf electric* (fig. XI.43, *b*), în care detectorul D, acţionat de plutitorul P cu contragreutatea G, mişcă o roată zimţată care dă impulsuri electrice de creştere (+) sau scădere (—) a nivelului apei N (a debitului). O linie sau cablu de

110 V c.c transmite impulsurile, de exemplu un impuls la 1 cm creştere sau scădere a nivelului, spre aparatul receptor *A*, care prin releele *r*, cu pământul ca a treia linie şi o baterie locală *B*, amplifică şi reproduce mişcările detectorului *D*. Astfel *A* acţionează de la distanţă mare punctul *4*, şi toată cinematica descrisă precedent.

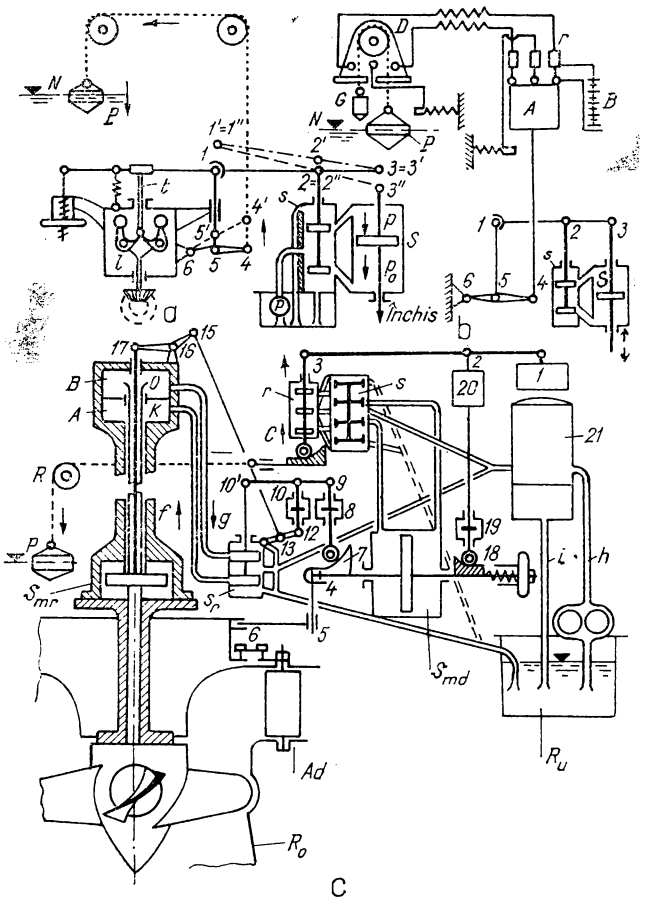


Fig. XI.43. Schemele **regulatorului** dublu R(nN) şi combinat R(*Q*).

2) *Telecomanda hidrostatică* [6, vol II, p. 126–127], transmite variaţia nivelului apei *N*, prin apa dintr-o ţeavă cu Δp ($\pm$) spre un releu-sertar, care acţionează asupra

punctului *4* din schema XI.43, *a*, *b* și reglează admisia *Q* a turbinei. Pentru a nu suferi de îngheț sau deteriorări, țeava telecomenzii se îngroapă cel puțin 1 m sub pământ.

3) *Telecomanda pneumatică*, descrisă cu figuri în [6], are de asemenea o țeavă însă în loc de apă conține aer slab comprimat *p*, la care se adaugă la castelul de echilibru $p \pm \Delta p$ prin piston supus variației nivelului *N*. În centrală un cazan, cu clopot interior *C*, cu resoarte și mecanisme de legătură, produce prin Δp ridicarea sau coborîrea lui *C*, legat de punctul de reglare *4*, ca mai înainte.

4) *Telecomenzi electronice*, cu detector și receptor electronic transmite variația nivelului *N* la orice distanță, în care caz în schema 2 se înlocuiește A cu receptorul electronic, cu amplificarea electromagnetică a pulsațiilor *N*-transmise, acționînd asupra punctului *4*.

5.5.2. **R(Q) combinat cu R(nN).** La centrale tip fluvial, echipate cu turbine Kaplan avînd reglare dublă, sau la cascade de joasă cădere trebuie combinată reglarea *nN* cu aceea a debitului *Q* disponibil pe rîu.

Orice regulator dublu sau simplu R(nN) poate fi echipat cu dispozitiv de reglare R(Q) funcție de debit sau nivel amonte de centrală. Un exemplu este prezentat în fig. XI. 43, *c*, cu regulatorul izodrom dublu pentru turbine Kaplan în care s-au notat: $P-R-C$ este dispozitivul de reglare R(Q), adăugat la celelalte elemente care constituie un R(nN). Plutitorul *P* acționează prin cablu asupra rotilei *R* a camei *C* și releului *r* al sertarului *s*.

R(nN) constă din: *1* – dispozitivul care sesizează variația turației (pendul tahometric, pilot actuator electric, sau electronic), *s* – sertar cu releu *r*, S_{md} – servomotorul aparatului director; A_d, s_d – sertarul și S_{mr} – servomotorul palelor rotorului R_0, gospodăria de ulei cu pompă și hidroforul *21*, $A-B-O-K$ cutia combinatorului care sincronizează bascularea palelor directoare $\alpha = f(\beta)$, cu β al palelor rotorului, iar celelalte elemente sînt legături și echipamente conexe. Această combinare determină, prin poziția *C* și *r*, puterea medie N_m corespunzătoare debitului variind zilnic pe rîu, dar în jurul lui N_m organul pilot *1* cu toate celelalte ale regulatorului R(nN) reglează turația (deci frecvența electrică) și *N*-cerut instantaneu de rețea.

Schema R(Q) descrisă la paragraful 5.5.1 și în fig. XI. 43, *a*, poate fi completată, cum se arată punctat, prin pendul tahometric sau pilot electric, deci cu R(nN). În tip ce lucrează dispozitivul de nivel $N-P-4$, nu este deranjat pendulul, deoarece odată cu mișcarea *1* în *1'* se înclină și bara peste pendul, desprinzîndu-se tija *t* de limbile *l* ale maselor centrifugate.

5.6. REGULATOARE DE PRESIUNE

5.6.1. **Noțiuni preliminare.** La turbinele alimentate prin conducte forțate: Francis, Dériaz, Pelton, iar Kaplan numai la căderi relativ mari, variația admisiei debitelor provoacă lovituri de berbec Δp_{max}. Din motive economice trebuie limitat Δp_{max}, deci $\chi = \Delta p_{max}/\gamma H \approx 0{,}0002\, L\, v_{max}/H T_i$, pentru a nu îngroșa cămașa conductei forțate peste limite economice.

Această limitare se face calculînd timpii: T_i – de închidere; T_d – deschidere (practic egali cu T_s – servomotor), suficient de mari pentru a menține suprapresiunile în limitele recomandate pentru χ din subcapitolul 5.2.

Se notează cu $\nu = \Delta n/n_0$ variația relativă a turației, $\mu = N_t/N_{t\text{-}max}$ parametrul puterii, N_t [kW]-variabile față de cea maximă, T_a [s] — timpul de antrenare a turbinei de la 0 la n_0 cu N de la 0 la N_{max}, iar indicele 0—starea înainte, *1*—după perturbație se obțin :

$$T_a = \zeta \frac{G D^2 n_0^2}{364\,600\, N_{max}}; \quad \delta = \frac{n' - n''}{n_0} = 0{,}01 \ldots 0{,}03;$$

$$\nu_{max} = \frac{T_i}{2\, T_a} (\mu_0 - \mu_1)^2 - \frac{\delta}{2} (\mu_0 + \mu_1).$$

Creșterea maximă relativă a turației ν_{max} și suprapresiunii relative trebuie limitată la valorile date de garanțiile de reglare. Dispozitivul care limitează suprapresiunea se numește regulator de presiune (ventil sincron) la turbinele Francis, Dériaz și deflector la Pelton, tratat în paragraful 2.4.6.

5.6.2. **Tipuri de regulatoare de presiune R(p).** Construcția R(p) din fig. XI. 44, *a*, care se racordează la spirala turbinei Francis, are ca organ de închidere ventilul diferențial *V*, acționarea de la axa reglării turbinei *1*, cama *2*, cumpăna *3—4—5*, pistonul cataractului *P*, tija cu jiclor *j*.

Cînd nu funcționează R(p), în spațiul *A* presiunea $p = \gamma H$ este dată de țeava *a* și fiind *j* — închis, la *B* va fi p_0 — atmosferic. În consecință *V* primește forța în jos $F_1 > 0$, deci ventilul rămîne închis, cum trebuie să fie la funcționare sub regim normal al turbinei.

La închiderea bruscă a turbinei (parțială sau totală) *1* este răsucit de R(nN) în sensul acelor ceasornicului. cama *2* ridică rotița *3* în *3'*, *4* urcă în *4'* odată cu *t* — *j*, fiind $5 = 5'$ centru instantaneu de rotație. Astfel în spațiul *A* care comunică acum cu *B* scade presiunea la $p_A \approx p_B \geqslant p_0$ și pe ventilul *V* acționează forța $F_2 < 0$ în sus, datorită $d_1 < d_2$. Astfel *V* este ridicat și apa trece spre canalul de fugă cu debitul $Q_t + Q_v$ egal cu cel anterior prin turbină Q_{t_0}, deci nu se produce lovitură de berbec sau aceasta este mică :

$$F_1 = \frac{\pi}{4} d_1^2 \gamma H > 0; \qquad F_2 = -\frac{\pi}{4}(d_2^2 - d_1^2) \gamma H \text{ [kgf]}.$$

Această primă fază durează în general $t_1 < 1$ *s*, de aceea uleiul de sub pistonul *B* al cataractului *C* nu are timp să treacă spre *6*, prin orificiul calibrat *O*. În faza a doua $t > t_1$, pistonul *P* coboară fiindcă trece uleiul din *C*, prin *O*, spre *8*. Astfel coboară $5 = 5'$ în *5''*, readucînd *4'* în $4'' = 4$ și jiclorul *j* se închide, luînd sfîrșit funcționarea, după care poate urma o nouă perturbație. Se observă că la deschiderea turbinei, cama *2* mișcînd în jos se detașează de *3*, deci nu provoacă o mișcare în R(p).

În fig. XI.44, *b* se schițează o variantă de R(p) în care s-au notat : *V*-ventilul racordat în stînga la carcasa spirală a turbinei ; S_m-servomotorul ; *s*-sertarul ; *C*-cataractul ; *Ca*-cama de readucere : *t*-tija acționată de R(nN). La o închidere a turbinei *t*, deplasată spre dreapta de servomotorul regulatorului de turație și putere R(nN), va ridica *s* în sus,

fiind cataractul *C* încă fix. Prin *a* va intra ulei sub presiune în stînga lui *S*, iar uleiul din dreapta se va evacua prin ţeava *b* spre sertar şi de acolo la gospodăria de ulei, aşa că *V* se deschide spre dreapta şi se descarcă debitul spre canalul de fugă *Cf*. În faza a

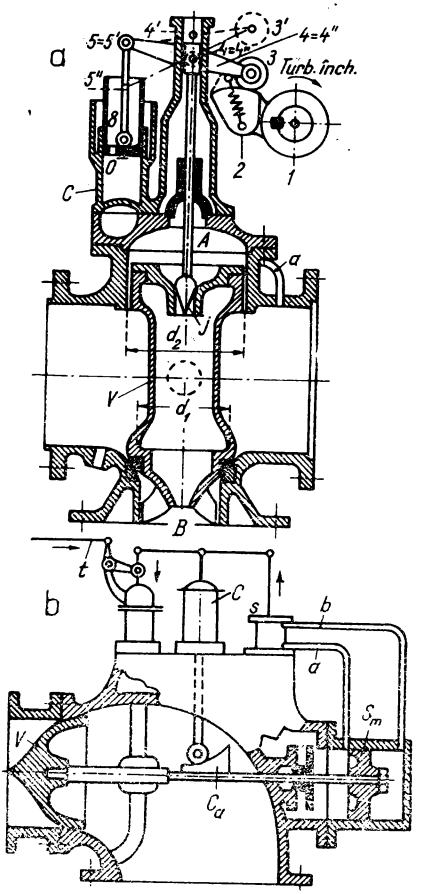


Fig. XI.44. Regulatoare de presiune R(p).

2-a cama *Cu* va coborî *C* şi *s* se închide (readucerea), deci ventilul se reînchide. R(p) poate funcţiona şi cu apă dacă nu există pericol de îngheţ şi apa este filtrată. Există şi alte construcţii cum se arată patru în [6, Vol. II, p. 116—122].

5.7. REGULATOARE DE ÎNCHIDERE RAPIDĂ

La turbine hidraulice sau termice pot surveni defecţiuni sau chiar avarii, mai ales datorită unei nefuncţionări corecte a R(nN), R(Q) sau R(p), aşa că trebuie prevăzut un organ de închidere rapidă a turbinei. Acesta se numeşte închizător rapid sau regulator de închidere rapidă R(îr). Elementul de sesizare a defecţiunii, de exemplu ambalarea, trebuie să fie independent de celelalte regulatoare din centrală. De aceea, acesta va fi un pendul tahometric instalat direct pe capătul arborelui turbinei. Cînd turaţia a crescut la $n_1 \geqslant 1{,}3\ n_0$, faţă de aceea nominală n_0, dar mult sub n_a — ambalare şi anume la Pelton $n_a \approx 1{,}9\ n_0$, Francis $\approx (2{,}1 \ldots 2{,}3)\ n_0$ şi Kaplan $\approx (2{,}4 \ldots 2{,}7)\ n_0$, intră în funcţiune în mod rapid R(îr).

La n_1 forţele centrifuge a două mase rotitoare învinge forţele celor două resoarte şi un împingător declanşează un ventil, racordat la apă sub presiune (din conducta forţată), care dă presiunea γH într-un servomotor auxiliar care închide turbina. Diferite variante ale R(îr) sînt schiţate în [6, p. 129—130].

6. INCERCAREA, MONTAREA ŞI EXPLOATAREA MAŞINILOR HIDRAULICE

6.1. ÎNCERCAREA MAŞINILOR HIDRAULICE

Calculul şi proiectarea maşinilor hidraulice: motoare, generatoare şi transformatoare sînt strîns legate de încercarea lor.

6.1.1. **Încercările pe modele în laborator.** Aceste încercări urmăresc scopuri multiple:

— verificarea pe model, la scări reduse 1 :2 la 1 :10, a maşinilor în curs de proiectare, a parametrilor de bază QH, N, n, η, pentru a se stabili garanţiile oferite de uzinele constructoare;

— obţinerea curbelor caracteristice, dintre care fiecare are altă abscisă Q, P, H, n pentru unul din parametri şi pe ordonată ceilalţi parametrii şi diferite mărimi sau coeficienţi ai modelului (v. subcapitolul 6.2);

— obţinerea formelor optime a modelelor de pale directoare, de rotoare, cupe, injectoare, aspiratoare, carcase spirale etc.;

— verificarea pe modele a unor metode noi de calcul şi a diferiţilor coeficienţi experimentali necesari proiectării;

— verificarea legilor de similitudine între modele de diferite mărimi, pentru aplicarea lor la maşinile mari;

— încercarea pe modele a inovaţiilor şi invenţiilor.

6.1.2. **Încercarea prototipurilor pe standul de probă.** Această încercare se referă la maşini în mărime naturală, încercate fie integral, fie numai a organelor componente. La aceste încercări este important a se verifica, înaintea expedierii din uzină, performanţele realizate: randamentele $\eta = f(Q)$; $F(H)$; $\varphi(P)$; $\psi(n)$, ca şi a puterii maxime garantate. La regulatoare se verifică garanţiile reglajului ν_{max}, χ, δ, δ_{max}, ε şi alţi parametri.

6.1.3. **Recepția.** Recepția în centrală a turbinelor și a regulatoarelor, iar în casa pompelor a acestora și a echipamentelor anexe se face de comisia de recepție a beneficiarului, cu participarea delegatului furnizorului.

Mărimile principale care se măsoară la recepțiile mașinilor sînt : debitele Q, căderile H-nete la turbină, sau înălțimea de refulare efectivă la pompe, puterile N la arborele turbinei sau pompei, turațiile caracteristice (mers în gol, normal, ambalare), presiunile, loviturile de berbec și înălțimile de aspirație H_s.

Mărimile care se calculează din cele măsurate sînt : randamentul η la diferite regimuri de exploatare, cuplurile M, coeficienții cavitației σ, debitele unitare Q_1' și turațiile unitare n_1' :

$$Q_1' = \frac{Q}{D^2\sqrt{H}} \; ; \; n_1' = \frac{n\,D}{\sqrt{H}} ;$$

$$\eta = \frac{N\ [kW]}{9{,}81\ Q\ H}\ \text{(turbină)} ; \; \eta_P = 9{,}81\ \frac{Q\,H}{N_P}\ \text{(pompă)} ;$$

$$n_s = n\,\frac{P^{0,5}}{H^{1,25}} = 1{,}17\,n\,\frac{N^{0,5}}{H^{1,25}} ;$$

$$n_q = n\,\frac{Q^{0,5}}{H^{0,75}} \; ; \; \sigma = \frac{1}{H}\,(10{,}33 - 0{,}0011\ A - H_s).$$

6.1.4. **Măsurarea debitelor.** Această operație se efectuează după numeroase metode și după multe tipuri de aparaturi, tratate în capitolul hidrometriei. Pentru turbine, pompe și transformatoare hidraulice, cele mai eficace metode sînt acelea prin deversoare sau moriști.

Dintre numeroasele tipuri de deversoare și de formule de calcul se relevă ca precisă aceea S I A-elvețiană, acceptată în majoritatea țărilor. Deversorul are tola cu muchie ascuțită cu lățimea b [m], instalată în canalul cu lărgimea $B > b$. Nivelul apei h [m] peste muchie se măsoară la cel puțin $3h$ în amonte și a [m] este adîncimea de la muchie pînă la radier, cu care se calculează debitul în [m^3/s] :

$$Q = 2{,}953\ bh^{3/2}\left(0{,}578 + 0{,}037\,\frac{b^2}{B^2} + \frac{3{,}615 - 3\,\dfrac{b^2}{B^2}}{1\,000\,h + 1{,}6}\right)\left[1 + 0{,}5\,\frac{b^4}{B^4}\left(\frac{h}{h+a}\right)^2\right].$$

La $b = B$ al canalului nu mai apare contracția laterală și se simplifică corespunzător formula precedentă. În laboratoare deversorul cu precizie mare și la Q foarte mici este cel triunghiular cu unghiul α la vîrful de jos. Cu $\mu = 0{,}565 + 0{,}0868/h^{0,05}$ și $\alpha = 90°$ rezultă :

$$Q = 2{,}37\,\mu\,\mathrm{tg}\,\frac{\alpha}{2}\,h^{5/2} = \left(1{,}34 + \frac{0{,}206}{h^{0,05}}\right)h^{5/2}\left[\frac{m^3}{s}\right].$$

Metoda morişti1or se aplică la încercarea turbinelor instalînd m—morişti repartizate în secţiunea canalului sau a conductei şi efectuînd dubla integrare $Q = \int_0^h \int_0^b v\, dh\, db$.

În conducte cu $Q = f(l)$ înregistrat continuu se introduce un ajutaj sau un venturimetru la care se măsoară Δh, înainte şi după aparat unde secţiunea este A_2 şi $\alpha = f(Re)$ după tabele, fiind $Q = \alpha A_2 \sqrt{2gh}$ (vezi [1]).

6.1.5. **Măsurarea căderilor.** Această operaţie se efectuează la centrale hidroelectrice instalînd reperul cu altitudinea A_1 la captare şi A_2 pe peretele canalului de fugă, iar de la reperi în jos se măsoară adîncimea nivelurilor h_1 sub A_1 şi h_2 sub A_2. Ţinînd seama şi de viteza apei la captare v_1 şi v_2 în canalul de fugă se obţine căderea brută :

$$H_b = A_1 - h_1 - (A_2 - h_2) + \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} \text{ [m]}.$$

Căderea netă la turbină $H = H_b - \Sigma h_r$ se calculează prin pierderile de sarcină Σh_r, sau măsurînd p_1 [kgf/m^2] şi c_1 [m/s] la intrarea în turbină şi h_a [m] între manometrul lui p_1 şi nivelul aval, în care caz vor fi, cu C—coeficientul Chézy, R—raza hidraulică :

$$\Sigma h_r = Q^2 \left[0{,}0826 \left(\Sigma \frac{\lambda L}{d^5} + \Sigma \frac{\zeta}{d^4} \right) + \Sigma \left(\frac{L}{C^2 S^2 R} + \frac{\Sigma \zeta}{2g S^2} \right) \right];$$

$$H = \frac{p_1}{\gamma} + \frac{c_1^2}{2g} + h_a = H_b - \Sigma h_r \text{ [m]}.$$

La staţii de pompare înălţimea de refulare efectivă H depinde de H_g -geodezic între nivelul amonte şi aval şi de pierderile de sarcină calculate cu relaţia precedentă, fiind $H = H_g + \Sigma h_r$.

6.1.6. **Măsurarea puterilor.** Puterea la arborele unei turbine de putere sub 2 000 CP se face prin frîne mecanice, dintre care cea mai cunoscută este aceea Prony. Pe cuplă se instalează saboţi cu ferodot strînşi prin şuruburi la braţul-balanţei de lungimea L [m] = const între axa arborelui şi cuţitul unde acţionează greutatea G [kgf] de echilibru a balanţei. Măsurînd simultan turaţia n [rot/min] şi G se obţine cuplul şi puterea :

$$M = G L = 716{,}2 \frac{P}{n}; \quad P = \frac{L}{716{,}2} Gn = KGn \text{ [CP]}.$$

La puteri mari se cuplează la turbină o turbofrînă (v. 4.5.5) la care fiind cunoscute D şi K'-constante, se măsoară d şi n [rot/min] şi se calculează puterea :

$$P = K' \left(\frac{n}{60} \right)^{2,9} \left(D^{4,4} - d^{4,4} \right) \text{ [CP]}.$$

Metodele precedente se aplică în laboratoare și pe standul de probă al mașinilor hidraulice. La recepția turbinelor din centrale și a pompelor din stațiile de pompare poate fi aplicată numai măsurarea electrică a puterii.

Se măsoară intensitățile I [A] pe trei faze și U [V] la bornele generatorului după metoda celor două wattmetre montate între fazele 1—2—3 și se obține puterea N_g [kW]. Randamentul global al agregatului $\eta = \eta_t \eta_g$ se calculează prin $N_g\, QH$ și se admite η_g după datele uzinei constructoare, astfel că rezultă η_t al turbinei:

$$N_g = N_1 + N_2 = 0{,}001\ [U_{12} I_1 \cos(U_{12} I_1) + U_{23} I_2 \cos(U_{23} I_2)]\ [\text{kW}];$$

$$\cos\varphi = \frac{1}{\sqrt{1 + 3\left(\frac{N_1 - N_2}{N_1 + N_2}\right)^2}};\quad \eta = \eta_t \eta_g = \frac{N_g}{9{,}81\, QH}.$$

6.1.7. **Măsurarea turațiilor și presiunilor.** Încercările hidraulice se desfășoară pe durată mai mare, fiind necesară înregistrarea mărimilor în funcție de timp. Pentru turații se utilizează tahograful inregistrator $n = f(t)$, iar pentru presiuni mari manograful metalic de precizie $p = F(t)$. La presiuni sub 3 at se pot măsura presiunile prin manometre cu lichide (piezometrii cu apă sau mercur), cum arată [1].

6.2. CURBELE CARACTERISTICE ALE TURBINELOR

6.2.1. **Curbele caracteristice liniare.** Din mărimile care se prezintă grafic prin curbe cu coordonate carteziene H, Q, P, M, n, n_s, η σ, a (admisia), se măsoară direct H, Q, P, n, a, iar celelalte se calculează. O reprezentare unică, numită „caracteristică", este complicată, așa că se preferă patru caracteristici, liniare, denumite după mărimea independentă de pe abscisă. La fiecare se țin două mărimi constante, așa că fiecare caracteristică are celelalte mărimi date prin curbe cu șase scări pe ordonată (fig. XI. 45, *a*, *b*, *c*, *d*).

Caracteristica turației, deci cu n pe abscisă ca variabilă independentă, se prezintă în multe serii, menținînd H_1, a_1, în altă serie, H_2 a_2 etc. constante, dintre care una cu H = const, a = const este schițată în XI.45, *a*. Admisia se măsoară convențional la Pelton prin cursa acului gradată procentual, la Francis și Kaplan prin gradația mișcării inelului de reglare și la dubla reglare și prin β al palelor rotorului. Mărimile notate cu indicele *c* sînt cele de calcul la care randamentul este maxim, iar n_a este turația de ambalare.

Caracteristica debitului (fig. XI.45, *b*) are abscisa cu Q_0 — mers în gol, Q_c — de calcul, $Q = Q_i/m$ — nominal și Q_{max}-supraechipat. Aici se țin două mărimi constante H = const, n = const, respectiv la alte curbe caracteristice vor fi serii cu: H' = const, n' = = const etc.

Caracteristica căderii (fig. XI.45, *c*) menține succesiv constante n, a, respectiv n_1 a_1, n_2 a_2 și se extinde pe abscisa cu căderea H de la H_{min} la H_c-de calcul și H_{max} la lacul plin.

Caracteristica puterii (fig. XI.45, *d*) reprezintă pe abscisă puterile P [CP] la arborele turbinei cu valori caracteristice P_c-de calcul, $P = P_i/m$ nominal și P_{max}- supraîncărcat. Seriile sînt cu H și n constante, H_1, n_1, H_2, n_2 etc. Curbele diferă de la un tip de turbină

la altul şi pe baza lor poate fi ales modelul cel mai potrivit pentru turbina care se proiectează. Pentru exploatare sînt importante caracteristicele indicate în fig. XI. 45, *b*, *c*, *d*. Deoarece *n*, variază în limite restrînse, caracteristica turaţiei (fig. XI.45, a) este utilă numai la proiectare.

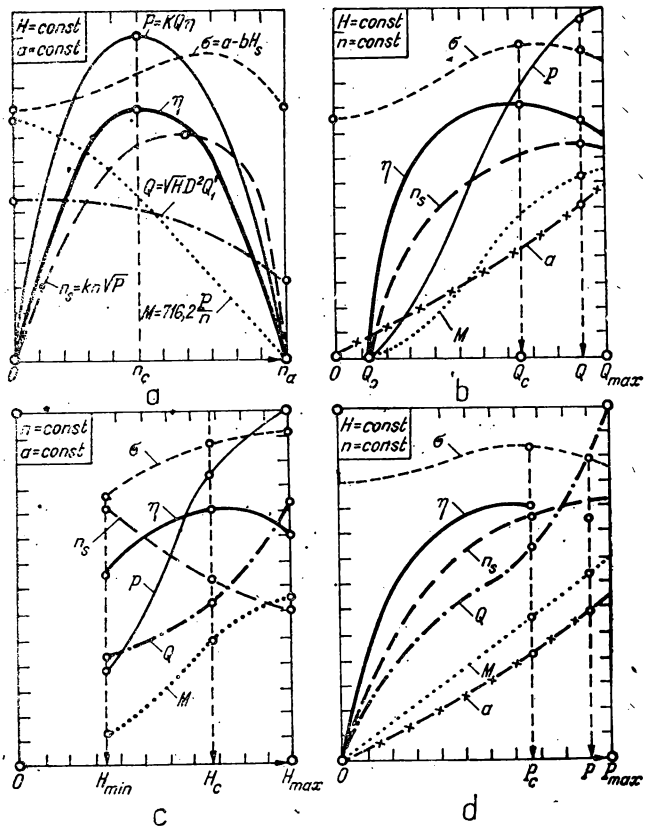


Fig. XI.45. Curbele caracteristice liniare ale turbinelor.

6.2.2. **Topogramele turbinelor.** Reprezentarea grafică a mărimilor sub formă de izorandamente η = const, izoadmisii a= const, izomomente M = const, izosigma σ = const, izoînclinări β = const (la Kaplan, Dériaz, Bulb), se numeşte caracteristica universală sau topograma.

Topograma exploatării (fig. XI.46, *a*), cu absciza N [kW ; %] – generator şi ordonata căderii H [m], arată prin curbe η = const, care este punctul *1* cu η_{max}, respectiv zona haşurată, foarte economică, cu η apropiat de η_{max}. La regimuri extreme cu H_{min}, H_{max}, N_{min} şi N_{max} – care sînt mai rare în exploatare, randamentul mai scăzut se urmăreşte prin punctele *2 – 3*.

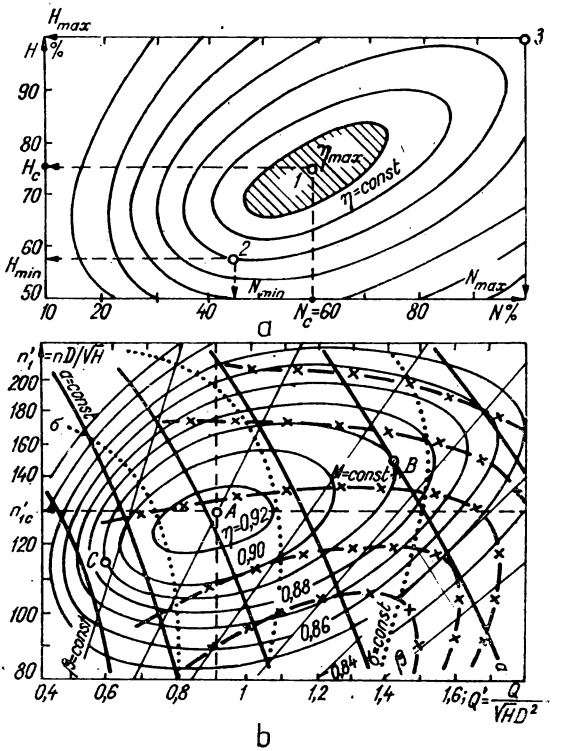


Fig. XI.46. Topograma exploatării turbinelor *a* şi caracteristica universală *b*.

Topograma (fig. XI. 46, *b*), numită în unele manuale caracteristica universală, are pe abscisă debitul unitar Q_1' redus la 1 m cădere şi 1 m diametru, iar pe ordonată turaţia unitară n_1', anume :

$$Q_1' = \frac{Q}{D^2\sqrt{H}}\,; \quad n_1' = \frac{nD}{\sqrt{H}}.$$

Izoliniile η, M, σ, a, β — constante parametric sînt asemănătoare curbelor topografice care pot fi completate după nevoie cu izoliniile altor mărimi. Într-un punct, de exemplu A cu η_{max} se citesc direct Q_1', n_1', aşa că se cunosc Q, H, n, D şi interpolînd toate izoliniile se citesc valorile η, a, $M = 716,2\ P/n$, $\sigma = (H_b - H_s)/H$, $\beta°$ etc. Deci un punct din topogramă indică toate mărimile unui regim instantaneu de funcţionare. Un segment între două puncte $A-B$ arată succesiunea unor regimuri de funcţionare într-un timp oarecare (oră, zi). O suprafaţă delimitează toate regimurile de funcţionare de durată, de exemplu într-un an.

Fiecare tip de turbină are topograme diferite, de exemplu turbina Pelton are izorandamentele aproape circulare, Francis cu ovale alungite oblic în sus, Kaplan cu $\eta = \text{const}$ alungite aproximativ orizontal. Topograma serveşte multor scopuri, dintre care sînt mai importante:

— defineşte tipul turbinei PFKDB şi în fiecare subtipul cu rapiditate lentă-normală-rapidă;

— permite alegerea celui mai bun model (turbină în exploatare sau model de laborator), pentru a proiecta o nouă turbină după metoda similitudinii;

— serveşte întocmirii planului de exploatare zilnic, lunar sau anual, utilizînd în condiţii optime Q şi H disponibile şi permite organele tutelare să controleze modul de exploatare;

— după o durată de 20—30 ani reconstruind pe bază de măsurători noua topogramă se va constata gradul de uzură prin scăderea generală a randamentelor, cu $\Delta\eta$, la aceleaşi Q_1' şi n_1', aşa că poate fi efectuat calculul tehnic-economic care justifică, sau nu, efectuarea reparaţiei capitale a agregatului.

6.3. CURBELE CARACTERISTICE ALE POMPELOR CENTRIFUGE ŞI ELICOIDALE

6.3.1. **Stabilirea curbelor caracteristice ale pompelor centrifuge.** Pe baza calculelor şi a încercărilor la diferite regimuri de funcţionare cu Q_x, H_x, n_x, P_x, η_x — variabile se construiesc diferite grafice, numite curbe caracteristice.

6.3.1.1. *Caracteristica pompei cu turaţie constantă* (fig. XI.47, *a*) prezintă $H_x = f(Q_x)$ la n deci şi u_2 constante, în care H_x se compune din termenii variabili cu debitul, aşa cum se analizează în [6, p. 397—421]:

$$H_x = H_t\infty_x - \varkappa_2 \frac{u_2^2}{g} - h_{rx} - h_{sx} = f\ (Q_x)\ [\text{m}];$$

$$H_{tx} = H_t\infty_x - \varkappa_2 \frac{u_2^2}{g} = \frac{k}{g} u_2^2 \left(1 - \frac{Q_x}{Q} \cdot \frac{\operatorname{cotg}\beta_2}{\frac{\operatorname{cotg}\alpha_2'}{k} + \operatorname{cotg}\beta_2}\right);$$

$$h_{rx} = (1-\eta_h)\left(\frac{Q_x}{Q}\right)^2 H_{tx} \approx KQ_x^2;$$

$$h_{sx} = \frac{\varphi}{2g}\left(1 - \frac{Q_x}{Q}\right)^2 \left[u_1^2 + \left(ku_2 \frac{D_2}{D_4}\right)^2\right]; \varphi = 0{,}3 + 0{,}007\,\beta°_2.$$

În fig. XI.47, *a* se schiţează obţinerea caracteristicii $H_x = f(Q_x)$, în care h_{rx} sînt pierderile de sarcină în pompă şi h_{ex} = pierderile prin şocul hidraulic datorit palelor. Se observă că înălţimea refulării poate fi exprimată cu constantele k_1, k_2, k_3 date în [6, p. 404] :

$$H_x = k_1 n_x^2 + 2 k_2 n_x Q_x - k_3 Q_x^2.$$

La turaţie constantă va fi $H_x = K_1 + K_2 Q_x - k_3 Q_x^2$, în care $K_1 = k_1 n^2_x$ şi $K_2 = 2k_2 n_x$, iar H_x este o parabolă care trece prin punctele D la $Q_x = 0, M_{max}$ şi G la $H_x = 0$.

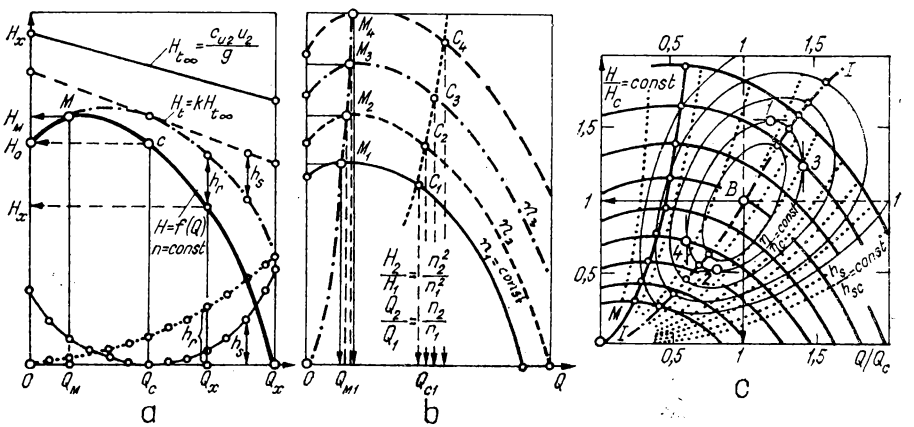


Fig. XI.47. Curbele caracteristice ale pompelor centrifuge.

6.3.1.2. *Caracteristica la turaţie variabilă.* Cum $H_x = f(n_x, Q_x)$, arătat precedent, depinde de n_x, pot fi construite curbe H_{x1}, H_{x2}, H_{x3} corespunzătoare diferitelor turaţii n_{x1}, n_{x2} n_{x3}, fiind $H_{x2} = H_{x1} (n_{x2} / n_{x1})^2$ şi $Q_{x2} = Q_{x1} n_{x2} / n_{x1}$, ca în fig.XI.47, *b*. Această caracteristică serveşte studiului reglării lui H_x, Q_x prin variaţia turaţiei.

6.3.1.3. *Topograma pompelor centrifuge.* Reprezentarea prin curbe izorandamente relative. η / η_c = const, izoturaţii n / n_c = const şi parabole de egal şoc hidraulic, se face prin coordonatele relative $H / H_c = f(Q / Q_c)$, cum se arată în fig. XI.47, *c*. La $H / H_c = 1$, $Q / Q_c = 1$ se obţine η_c / η_{max} (punctul B). Randamente încă acceptabile $\eta / \eta_{max} = 0{,}9$ se obţin în punctele 1, 2, 3, 4. Curba de egal şoc prin culmile OM a tuturor caracteristicilor $H_x = f(Q_x)$ arată limita superioară a lui $H_M = H_{max}$ şi totodată limita inferioară a lui $Q_M = Q_{min}$ exploatabil. Sub Q_M pompa intră în regim labil.

Există şi alte forme de reprezentare ca : topograme $Q'_1 n'_1$, curbe cu coordonate adimensionale, cele cu scări logaritmice, abace spaţiale tratate în [6, Vol. II, p. 415—419].

6.3.2. **Caracteristica pompelor cu conducte de refulare.** În cazul unei pompe centrifuge debitînd pe o conductă se concentrează în fig. XI.48, *a* două curbe :

$H = f(Q)$ trecînd prin punctele O, M şi F (caracteristica pompei);

$H_c = H_g + h_r = H_g + KQ^2$, trecînd prin $H_g - F$ (caracteristica conductei).

Punctul de funcţionare F este numai acela dat de Q_F şi H_F la intersecţia curbelor. Pentru reglarea debitelor între Q_M şi Q_F trebuie disipat h_v (ordonatele între H şi H_c) prin laminarea cu vana închisă succesiv, care constituie, al doilea mod de reglare, pe lîngă acela cu variaţia turaţiei (v. subparagraful 6.3.1.2). Fiecărui Q_x variabil îi corespunde $H_{cx} = H_g + h_{rx} - h_{vx}$. Regimurile $Q < Q_M$ şi $Q > Q_F$ nu sînt posibile la reglarea prin vana refulării. Dacă la proiectare se variază turaţia şi diametrul conductei (fig. XI. 48, *b*), se obţine o gamă largă a variaţiei lui Q şi H dat de $1-2-3-4-$, $1'-2'-3'-4'$.

La două pompe în paralel pe o conductă (fig. XI.49, *a*) se dublează orizontal $H = f(Q)$ al pompei, dar se păstrează H_c al conductei. Se observă că la Q — mici funcţionează pompa I, iar la $Q > Q_I$ ambele pompe $I + II$. Elasticitatea de funcţionare este mai bună.

La două pompe în serie pe o conductă (fig. XI.49, *b*) se dublează $H = f(Q)$-pompei pe verticală, funcţionînd la Q_1 H_1-mici cu o pompă, I, şi Q_2 H_2-mari cu ambele pompe $I + II$. Alte cazuri mai complexe cu m-pompe pe n conducte sînt tratate în [7, p. 39—48 şi 235—269]. Pompele elicoidale au curbe caracteristice asemănătoare însă maximul M va fi la $Q = 0$, cînd se cere puterea maximă [6, Vol. II, p. 479—480].

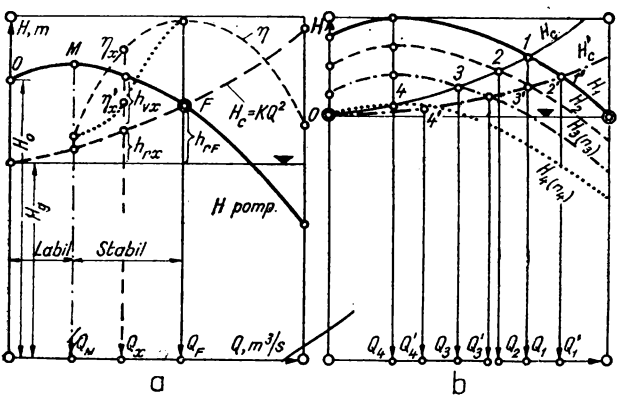


Fig. XI.48. Curbele caracteristice ale pompei cu o conductă de refulare.

6.4. ECHIPAMENTE HIDROMECANICE ANEXE

Pe lîngă regulatoarele de diferite tipuri (v. cap. 5), agregatele hidroenergetice ca şi pompele sînt completate cu unele echipamente, anexe ca: vane, ventile, ramificaţii, curbe etc.

Vanele sînt organe de închidere sau de reglare a debitului prin conducte, deci sînt amplasate în conducte, spre deosebire de stavile care sînt amplasate frontal la baraje şi

prize şi de batardouri (stăvile de avarii sau reparaţii). Tipurile principale de vane, tratate în [8, Vol. II, p. 139—159] şi în [9, Vol. II] se clasifică în :

— v a n e p l a n e simple, în variantă ochelar, cu antrenare manuală, electromecanică sau prin servomotoare hidraulice ;

— v a n e p a n ă care etanşează în ambele sensuri de curgere, deci sînt utile la agregate transformatoare hidroenergetice, funcţionînd ca turbine şi reversibil ca pompe ;

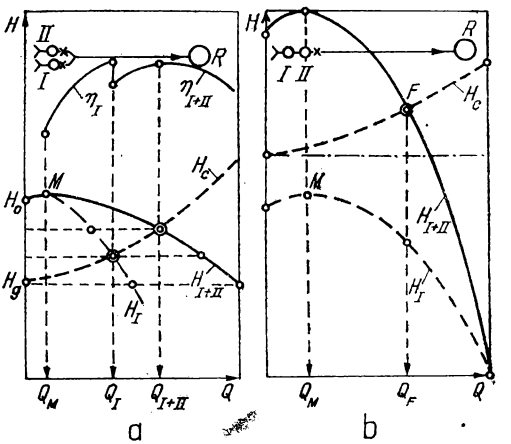


Fig. XI.49. Curbele caracteristice ale pompelor în paralel *a* şi în serie pe o conductă de refulare *b*.

— v a n e f l u t u r e cu disc circular, fuse şi dispozitiv de basculare a discului cu $\alpha = 0...90°$;

— v a n e c i l i n d r i c e asemănătoare injectorului Pelton, cu corpul de închidere din conductă de forma bulbului fuzelat, deplasat translator în sensul închiderii prin servomotor hidraulic ;

— v a n e s f e r i c e ca perfecţionare a cepului, utile la presiuni foarte mari, pînă la 200 at.

Ventilele, ramificaţiile şi curbele se tratează în manuale de instalaţii sanitare iar pentru conducte forţate în manuale de construcţii hidrotehnice, respectiv în [7, p. 122—129].

6.5. ORGANIZAREA MONTAJULUI ECHIPAMENTELOR

6.5.1. **Studiile pregătitoare.** Acestea trebuie să rezolve :

— stabilirea piesei cu cea mai mare greutate (statorul electric, sau carcasa spirală a turbinei) şi piesa cu gabarit maxim ;

— condiţiile de transport prin c.f., cu treilere tractate pe şosele, cu şlepuri pe apă, distanţele de transport, gabaritele şi tonajele prescrise podurilor sau tunelurilor ;

— organizarea depozitelor intermediare la cea mai apropiată gară şi a celui principal pe şantier, cu depozite deschise, acoperite, clădite sau încălzite, ateliere mecanice, de cofraje, de oţel-beton etc. ;

— stabilirea ordinei de montaj (harmonograma) a utilajelor de ridicare sau deplasare, a întregii game de scule, de materiale consumabile sau auxiliare ;

— alimentarea şantierului cu energie electrică, cu aer comprimat, cu apă, obişnuit aceleaşi cu ale şantierului de construcţii ;

— studiul eşalonării forţelor de muncă pe specialităţi, coloniile definitive sau provizorii, inclusiv clădirile sociale ;

— măsuri de tehnica securităţii muncii la punctele de lucru.

6.5.2. Montarea agregatului cu Francis vertical. De la construcţie s-au lăsat golurile de montaj ale pieselor înglobate parţial sau total în beton. Se trasează geodezic în centrală axele *x*, *y*, *z*, marcate prin borne de mare precizie, cu corzi de pian pentru *x*, *y*, şi cu fir cu plumb pentru *z*.

Faza 1. Se asamblează pe platforma de montaj spirala, cînd este compusă din subansambluri, se curăţă mai ales găurile şi buloanele. Se transportă cu podul rulant spirala în amplasament centrîndu-se perfect după *x*, *y*, *z*, după care se betonează golul de montaj al spiralei.

Faza 2. Se montează, verificînd centrarea, inelul inferior al aparatului director după ce s-au curăţit locaşurile şi bucşele în care intră fusele inferioare ale palelor.

Faza 3. Se introduc palele cu fusele în inelul inferior şi centrînd se aşază inelul superior, care cuprinde ghidajele cu bucşe ale fuselor superioare ale palelor.

Faza 4. La rotorul premontat cu arborele pe platforma de montaj se verifică alinierea (nedeformarea arborelui în timpul transportului). Se introduce camera exterioară concentrică rotorului prin centrare şi fixare la inelul inferior din faza *2*, după care se betonează golul ei. Se introduce rotorul cu arborele turbinei în camera concentrică, centrîndu-se.

Faza 5. Se montează capacul superior, peste rotor, compus cel puţin din două jumătăţi bulonate în amplasament.

Faza 6. Se montează lagărul de ghidare peste rotor, ajustîndu-se cuzineţii, cu presetupa, pompele, cu camera uleiului de ungere. Apoi se fixează pîrghiile, trăgătoarele şi inelul de reglare al aparatului director.

Faza 7. Cuprinde montarea echipamentelor hidromecanice : vana turbinei, ventilul sincron, regulatorul R(nN) R(p), R(ir), cu gospodăriile uleiului regulatoarelor şi separat de ungere, a apei de răcire etc.

Faza 8. Se montează statorul şi rotorul electric, centrate pe arborele propriu şi faţă de cupla cu arborele turbinei. Se completează echipamentele generatorului : lagărul axial de susţinere, excitatoare şi toate aparatele de măsură hidraulice, mecanice şi electrice.

După ce s-a verificat precizia montajului şi s-a încercat rotaţia lentă prin pîrghii manuale, se trece la rodaj, apoi la probele de presiune, probele de mers în gol şi în final la funcţionare sub sarcină cu mersul în paralel al tuturor agregatelor.

6.5.3. Montarea agregatului cu Kaplan vertical. Pregătirea montajului este aceeaşi ca la agregatul Francis dar ordinea fazelor de montare este alta, specifică turbinei Kaplan şi anume :

1) Conul la intrarea în aspirator se centrează după *x*, *y*, *z* şi se betonează.

2) Camera concentrică rotorului se asamblează printr-un inel la conul precedent, iar spre exterior se leagă la statorul de la ieşirea din spirala de beton, centrat la rîndul lui.

3) Centrarea şi fixarea pe capacul stator a celor 2 cilindri servomotori şi montarea întregului aparat director, preasamblat pe platforma de montaj.

4) Rotorul este preasamblat pe platformă împreună cu palele, servomotorul rotoric şi arborele turbinei şi subansamblul este introdus prin centrare precisă în mijlocul aparatului director.

5) Montarea în carcasele servomotoarelor 3 a pistoanelor, a tijelor şi legarea la inelul de reglare, după ce au fost fixate pîrghiile şi trăgătoarele de reglare a palelor directoare.

6) Steaua inferioară a generatorului se montează în legătură cu rotorul electric, cu arborele generatorului şi cu lagărul axial.

7) Se asamblează statorul electric, compus din segmente la agregate mari, în jurul rotorului şi se fixează deasupra steaua superioară, cu excitatoarea şi combinatorul Kaplan pe capul superior al arborelui.

8) Se montează scuturile, canalele şi dispozitivele de răcire ale generatorului.

9) Se completează montarea echipamentelor anexe: regulator R(nN), gospodăriile de ulei, apă de răcire, aer comprimat, pompele de epuisment şi toate aparatele.

Observaţie: Montarea turbinelor F-orizontale, Pelton verticale sau orizontale, bulb se face după altă ordine de montare, care depinde la fiecare tip de turbină şi de soluţia constructivă. Uzinele constructoare de agregate indică ordinea şi tehnologia montajului, specific tipului şi metodelor preconizate de uzine.

La fel, montarea pompelor deşi asemănătoare turbinelor se face ţinînd seama de tipuri şi de specificul lor

6.6. NOŢIUNI ASUPRA ORGANIZĂRII EXPLOATĂRII

6.6.1. Cerinţele exploatării hidroelectrice. Acestea sînt în principal:

— siguranţa deplină a funcţionării construcţiilor hidrotehnice a maşinilor şi echipamentelor conexe, urmărind automatizarea la nivel de centrală;

— utilizarea cît mai integrală a apei, asigurînd puterile la vîrful graficului consumului, la un preţ de cost minim al energiei hidraulice, deci realizînd randamente globale optime;

— durata lungă a exploatării (uzuală peste 50 ani) prin întreţinerea îngrijită, prin reparaţii periodice şi reparaţii capitale.

6.6.2. Măsurile minime care se iau sînt:

— prin proiectare, construcţie şi organizarea exploatării să se asigure satisfacerea cerinţelor de mai înainte, aplicînd cele mai noi cuceriri ale ştiinţei şi tehnicii;

— planurile de exploatare zilnice, lunare, anuale să fie întocmite ştiinţific, utilizînd prognoza hidrologică, regularizarea debitelor prin plan dispecer şi Q, H — optime după topogramă, incadrînd just centrala în sistemul electroenergetic;

— la centrale în cascadă fără acumulări, sau cu acumulări mici, să se reducă la minimum posibil deversările, utilizînd regulatoare combinate cu variaţia debitului disponibil pe rîu;

— esenţială este pregătirea din timp a măsurilor pentru prevenirea viiturilor, a secetelor şi a fenomenelor de iarnă;

— spălarea periodică a aluviunilor la captări şi prize, curăţirea grătarelor, întreţinerea şi repararea curentă, evitînd avariile;

— măsuri de tehnica securităţii, de protecţia muncii şi ridicarea necontenită a calificării cadrelor.

6.6.3. Sehema organizării exploatării. Centralele hidroelectrice nu mai funcţionează individual şi izolat pe reţea locală ca în trecut, ci sînt grupate în hidrocentre sau cas-

cade de centrale, care constituie, împreună cu cele termoelectrice, din bazinul hidrografic sau regiune, cîte o întreprindere care se compune din :

— sediul întreprinderii, amplasat cît mai central față de hidrocentru, compus din conducere, servicii-dispecer, tehnic, producție, întreținere-reparații unic pentru toate centralele, PRAM (protecții, aparate și măsurători), secții-construcții, hidromecanic, termomecanic, electric, linii-stații și administrativ (financiar-contabilitate, administrație, auto, pompieri, pază etc.);

— fiecare centrală hidroelectrică cuprinde baragiști, ture mecanici, electricieni-tablotiști (cîte 3 plus 1 rezervă); eventual pază locală și mai dezvoltat la centralele termoelectrice ale aceleiași întreprinderi.

Numărul salariaților S depinde de anvergura întreprinderii de numărul centralelor ce-i aparțin, de tipul și schema simplă sau complexă, de numărul și mărimea agregatelor, și de alte condiții locale. Pentru prima fază de organizare a întreprinderilor cu centrale hidroelectrice, pot fi aplicate următoarele recomandări :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

— sediul reunit cu centrala dispecer $S_1 = a + 1{,}5\, N_1^{3/4}$; cu $a = 50 \ldots 100$ după anvergura întreprinderii și N_1 [MW] a centralei dispecer;

— cascada cu n_2 centrale cu lacuri și derivații $S_2 = 10n_2 + (\Sigma N_2)^{1/2}$;

— cascada cu n_3 centrale pe canal (fără lacuri) $S_3 = 8\, n_3 + 0{,}5\, (\Sigma N_3)^{1/2}$.

Exemplu : $N_1 = 210$ MW, $n_2 = 7$ centrale, în medie cu cîte 25 MW, $n_3 = 5$, în medie cu cîte $N_3 = 14$ MW, deci cu $N = N_1 + 7\, N_2 + 5N_3 = 455$ MW, duce la :

$$S = 50 + 1{,}5 \cdot 210^{3/4} + 10 \cdot 7 + 7\sqrt{7 \cdot 25} + 8 \cdot 5 + 5\sqrt{0{,}5 \cdot 14} = 260.$$

Din S total, sediul și centrala dispecer are 133 salariați și celelalte 12 centrale 154 salariați. Numărul specific rezultă $s = S/N = 260/455 = 0{,}57$ sal./MW.

La hidrocentru cu centrale de puteri foarte mari (exemplu 3 centrale pe Dunăre), rezultă $s = 0{,}3$ și viceversa la centrale individuale cu N_1, N_2, N_3 sub 10 MW fiecare va fi $s > 1$. Nu s-a ținut seama în calcul de centralele termoelectrice.

6.6.4. **Documentațiile tehnice ale exploatării.** *Jurnalul mecanic* cuprinde înregistrarea orară pentru fiecare agregat în parte a mărimilor Q, H, H_b, n, $p_1 \ldots p_n$ [at], $t_1 \ldots t$ [C°] etc.

Jurnalul electric cuprinde analog pe fiecare fază la bornele agregatului : I_1, I_2, I_3 [A], V_1, V_2, V_3 [V], la servicii interne totalul i_1, i_2, i_3, v_1, v_2, v_3 și pe fiecare linie de înaltă tensiune I_{L1}, I_{L2}, I_{L3}, V_{L1}, V_{L2}, V_{L3} etc.

Registrul de întreținere și reparații cuprinde înregistrarea cronologică a tuturor reviziilor și reparațiilor efectuate, evidențiind incidentele și avariile, cauzele producerii și modul eliminării lor. Fiecare incident este analizat prin fișa Ministerului Energiei Electrice.

Raportul exploatării lunar și anual cuprinde statistica rezultatelor tehnice și financiare ale întreprinderii, indicatorii ceruți de beneficiar și normele în vigoare și alte date caracteristice.

6.5.5. **Întreținere, revizii și reparații.** Întreținerea curentă a construcțiilor hidrotehnice, a mașinilor și echipamentelor constă din curățenia periodică, ungerea, verificarea funcționării organelor componente și a gospodăriilor de ulei, apă, căldură, servicii interne etc. Întreținerea nu necesită oprirea funcționării.

Revizia se face periodic la captări sau la prize, odată sau de două ori pe an, la galerii, canale betonate, conducte o dată la 5—10 ani, a mașinilor de două la patru ori pe an. Unele revizii necesită oprirea a cîte unui agregat, iar la construcții hidrotehnice se golesc instalațiile.

Reparațiile se clasifică în :

— curente, care nu necesită oprirea funcționării ;

— periodice planificate cu oprirea parțială sau totală ;

— accidentale, după producerea unei avarii ;

— reparații capitale, după cîte 15—20 ani, cu înlocuirea parțială sau totală a unei construcții, mașini sau instalații.

Pentru fiecare categorie există norme de stabilire a fondurilor anuale necesare care depind de dispoziții economico-financiare în vigoare, de tipul și specificul obiectelor.

BIBLIOGRAFIE

1. Bărglăzan, A., Anton, I., Anton, V., Preda, I. *Încercările mașinilor hidraulice și pneumatice.* București, Editura tehnică, 1959.
2. Bărglăzan, A. *Transformatorul hidraulic.* Timișoara, teză, 1942.
3. Fuchs, Locher, Schulz, H. *Die Pumpen.* Berlin, Springer, 1963.
4. Granowski, S. A. *Konstrukții ghidroturbin i rascet ei detalei.* Moscova, Mașghiz, 1953.
5. Pavel, D. *Contribuție la proiectarea rotoarelor hidraulice.* În : Buletinul I.P.B. XXVII—2, 1965.
6. Pavel, D. *Mașini hidraulice,* Vol. I, II. București, Editura Energetică de Stat, 1954—1955.
7. Pavel, D. *Stații de pompare și rețele de transport hidraulic.* București, Editura didactică și pedagogică, 1964.
8. Pavel, D. și Zarea, S. *Turbine hidraulice și echipamente hidroenergetice.* Vol. I, II. București, Editura didactică și pedagogică, 1965—1968.
9. Pfleiderer, C. *Die Kreiselpumpen für Flüssigkeiten und Gase.* Berlin, Springer, 1955.
10. Pfleiderer, C., Petermann, H. *Strömmungsmaschinen.* Berlin, Springer, 1966.
11. Proskura, G.F. *Ghidrodinamika turbomașin.* Moscova, Mașghiz, 1954.
12. Stamatescu, C., Tașcă, D., Grigoriu, M. *Compresoare volumice.* București, Editura tehnică, 1965.
13. Stepanoff, A. I. *Centrifugal and Axial Flow Pumps.* New-York — London, Editura John Wiley, 1962.
14. Weber, F. J. *Die Arbeitsmaschinen.* Vol. II. Kreiselpumpen und Kreiselverdichter. Berlin, V.D.B., 1962.

SECȚIUNEA XII

FUNDAȚII PENTRU CONSTRUCȚIILE HIDROTEHNICE

Prof. ing. E. BOTEA, Ing. V. ROȘIANU,
Dr. ing. E. ZAHARESCU

CUPRINS

1. *Alcătuirea fundațiilor și metode de calcul* (*Prof. ing. E. Botea și ing. V. Roșianu*) 895
   1.1. Fundații directe 895
   1.2. Fundații pe piloți 918
   1.3. Fundații pe coloane 943
   1.4. Ziduri de sprijin 953
2. *Hidroizolarea fundațiilor* (*Prof. ing. E. Botea și Dr. ing. E. Zaharescu*) 966
3. *Îmbunătățirea terenului de fundație* (*Prof. ing. E. Botea și Dr. ing. E. Zaharescu*) 967
   3.1. Compactarea artificială a terenului de fundație 967
   3.2. Consolidarea prin încărcare statică 968
   3.3. Silicatizarea 970
   3.4. Cimentarea 971
   3.5. Argilizarea 973
   3.6. Bituminizarea 974
   3.7. Electroosmoza 975
   3.8. Congelarea artificială a pămîntului 975
4. *Execuția excavațiilor* (*Prof. ing. E. Botea și Dr. ing. E. Zaharescu*) 975
   4.1. Taluzurile săpăturilor 976
   4.2. Sprijiniri 976
   4.3. Execuția excavațiilor în pămînturi stîncoase 980
5. *Palplanșe* (*Prof. ing. E. Botea* și *Dr. ing. E. Zaharescu*) 981
   5.1. Calculul palplanșelor 983
   5.2. Calculul ancorajelor 985
6. *Evacuarea apei din groapa de fundație* (*Prof. ing. E. Botea și Dr. ing. E. Zaharescu*) 987
   6.1. Coborîrea nivelului apei subterane 989
   6.2. Filtrele aciculare 991
   6.3. Pomparea de adîncime 994
7. *Betonarea sub apă* (*Prof. ing. E. Botea și Dr. ing. E. Zaharescu*) 994
   7.1. Metoda cu pîlnie mobilă 994
   7.2. Metoda cu pîlnie fixă 995
   7.3. Betonarea sub apă prin injecții cu mortar 995

Bibliografie 996

1. ALCĂTUIREA FUNDAȚIILOR ȘI METODE DE CALCUL

1.1. FUNDAȚII DIRECTE

Sub această denumire se înțeleg fundațiile de orice adîncime, care transmit terenului presiuni direct printr-o talpă încastrată în stratul de pămînt bun pentru fundare. Aceste fundații pot fi împărțite convențional, în fundații directe de mică adîncime și fundații directe de adîncime.

Stabilirea adîncimii de fundare se face luînd în considerare cea mai mare adîncime din cele determinate astfel:

— adîncimea de îngheț stabilită pentru pămînturile sensibile la îngheț conform STAS 6054-64 și tabelului XII.1, sau pe baza unor studii special întocmite pentru lucrarea respectivă; talpa de fundație se coboară cu cel puțin 10—25 cm sub această adîncime;

— adîncimea terenului bun pentru fundare, stabilită pe bază de studii geotehnice sub care talpa se coboară cu 10—50 cm;

— adîncimea de afuiere stabilită pe bază de calcule hidraulice verificate prin încercări pe model, în laboratoare hidrotehnice, la care se mai adaugă minimum 2,50 m pentru rîurile obișnuite.

Mărimea suprafeței tălpii de fundație se stabilește în funcție de presiunea și tasarea admisibilă.

Nu se tratează aici fundațiile continue sub ziduri și fundațiile izolate sub stîlpi, cuprinse în normative.

1.1.1. **Fundații directe de mică adîncime.** 1.1.1.1. *Fundații continue sub stîlpi. Metode de calcul.* Aceste fundații se utilizează în cazul încărcărilor mari, distanțelor mici între stîlpi sau cînd terenurile sînt neomogene sau cu capacitate portantă redusă.

În secțiune au forma unui T întors uneori cu vute, avînd placa la partea inferioară (fig. XII.1).

În lung, au înălțimea constantă sau cu vute în dreptul stîlpilor. În plan, grinda de fundație poate fi dreaptă sau poligonală. Lățimea fundațiilor trebuie să depășească pe cea a stîlpilor cu 5—10 cm în fiecare parte. Grinzile de fundație se așază pe teren prin intermediul unui strat de beton de egalizare de 5—10 cm grosime.

a. Metode aproximative. Pentru calcule preliminare sau de predimensionare a fundațiilor, grinda se consideră acționată de forțele transmise de stîlpi și de presiunile reactive ale terenului, considerate repartizate liniar pe talpa fundației (fig. XII.2).

Tabelul XII.1

Valori minime ale adîncimii de fundare (Normativ C.S.C.A.S. P. 10 – 62)

Terenul de fundație	Adîncimea de îngheț stabilită conform STAS-6054–59 H_i cm	Adîncimea apei subterane H m	Adîncimea minimă de fundare, cm			
			Terenuri supuse acțiunii înghețului (ziduri exterioare sau interioare în spații reci și neîncălzite)		Terenuri ferite de acțiunea înghețului (ziduri interioare în spații calde sau încălzite)	
			Construcții definitive	Construcții provizorii	Construcții fără subsol	Construcții cu subsol
Roci stîncoase	Oricare	Oricare	20	20	20	20
Pietrișuri curate, balast curat, nisipuri mari și mijlocii, curate, necoezive	Oricare	$H \geqslant 2{,}00$	H_i	60	40	40
		$H < 2{,}00$	H_i+10	70	40	40
Pietriș sau balast cu liant argilos, nisip argilos, argilă grasă	$H_i \leqslant 70$	$H \geqslant 2{,}00$	80	70	50	40
		$H < 2{,}00$	90	80	50	40
	$H_i > 70$	$H \geqslant 2{,}00$	H_i+10	80	50	40
		$H < 2{,}00$	H_i+10	80	50	40
Nisip fin prăfos, praf argilos, argile prăfoase și nisipoase, mîl, nămol	$H_i \leqslant 70$	$H \geqslant 2{,}50$	80	70	50	40
		$H < 2{,}50$	90	80	50	40
	$H_i > 70$	$H \geqslant 2{,}50$	H_i+10	80	50	40
		$H < 2{,}50$	H_i+20	90	50	40

Sistemul este static determinat, solicitările calculîndu-se cu formulele:

$$M_x = Sa - \sum P_i x_i\,;\quad T_x = S - \sum P_i, \tag{XII.1}$$

S fiind rezultanta presiunilor de la stînga secțiunii provenite din încărcările transmise de stîlpi.

b. Metode de dimensionare bazate pe ipoteza lui Winkler. Conform ipotezei lui Winkler rezultă:

$$p = Ky, \tag{XII.2}$$

unde : p este presiunea în secțiunea x, în kgf/cm²;
y — săgeata grinzii în secțiunea x, în cm;
K — coeficientul patului, în kgf/cm³.

Valoarea coeficientului K se poate determina prin încărcări de probă pe teren, utilizînd formula :

$$K = \frac{E}{(1 - \nu^2) H}, \qquad \text{(XII.3)}$$

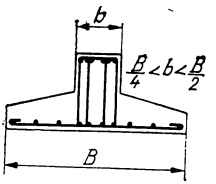


Fig. XII.1. Secțiune printr-o fundație continuă sub stîlpi.

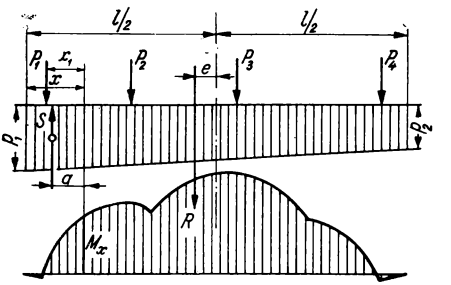


Fig. XII.2. Metodă aproximativă de calcul la fundații continue sub stîlpi.

în care : H este grosimea stratului compresibil;

ν — coeficientul lui Poisson (tabelul XII.8);
E — modulul de deformare determinat pe teren.

În lipsa datelor de teren se pot folosi valorile indicative din tabelul XII.2.

Tabelul XII.2

Valori informative ale coeficientului patului K

Natura terenului de fundație	K kg/cm³
Nisip și nisip argilos, argilă și praf argilos în stare de curgere	0,10 — 0,50
Pietriș, nisip și praf nisipos în stare de îndesare mijlocie, argilă și praf argilos în stare plastică	0,50 — 5,00
Pietriș, nisip și praf nisipos în stare îndesată, argilă și praf argilos tare	5,00 — 20,00
Stîncă	20,00 — 100,00

Din ecuația generală de deformare s-au dedus formulele ce urmează, pentru calculul solicitărilor la o grindă de lungime infinită (tabelele XII.3, XII.4 și XII.5):

$$M = \sum \alpha P l_e;$$
$$T = \sum \beta P;$$
$$p = \sum \gamma \frac{P}{l_e B}, \qquad \text{(XII.4)}$$

în care: $\alpha = \frac{1}{4} e^{-\psi} (\cos \psi - \sin \psi)$;

$$\beta = -\frac{1}{2} e^{-\psi} \cos \psi;$$

$$\gamma = \frac{1}{2} e^{-\psi} (\cos \psi + \sin \psi);$$

unde: $\psi = \frac{x}{l_e}$, în care:

x este distanța de la forța care acționează, pînă la secțiunea în care se calculează solicitarea;

$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 E_b \mathcal{J}}{Bk}}$;

E_b — modulul de elasticitate al betonului;

$\mathcal{J}$ — momentul de inerție al fundației elastice.

Coeficienții α, β și γ se iau din tabelele XII.3, XII.4 și XII.5 sau se determină grafic prin suprapunerea liniilor de influență (fig. XII.3), peste diagrama forțelor (așezarea forțelor pe grindă se face cu abscisele $\psi = \frac{x}{l_e}$).

Pentru cazul unei grinzi finite se poate folosi metoda Bleich (metoda forțelor fictive), care constă din întregirea șirului de forțe reale cu cîte două forțe fictive, amplasate dincolo de capetele grinzii (fig. XII.4).

Forța X_1 respectiv X_4 se așează la distanța $\psi = \frac{\pi}{2}$ de reazeme, iar forțele X_2 și X_3 la distanța $\psi = \frac{\pi}{4}$.

Tabelul XII.3

Valorile coeficientul lui α în funcție de ψ

ψ	α	ψ	α	ψ	α	ψ	α
0,000	0,250	0,380	0,095	1,300	−0,048	2,870	−0,017
0,010	0,245	0,400	0,090	1,350	−0,049	2,915	−0,016
0,020	0,240	0,415	0,085	1,390	−0,050	2,965	−0,015
0,030	0,235	0,430	0,080	1,450	−0,051	3,015	−0,014
0,045	0,230	0,445	0,075	1,570	−0,052	3,065	−0,012
0,052	0,225	0,465	0,070	1,690	−0,051	3,120	−0,011
0,065	0,220	0,480	0,065	1,775	−0,050	3,180	−0,010
0,075	0,215	0,500	0,060	1,840	−0,049	3,245	−0,009
0,085	0,210	0,520	0,055	1,900	−0,048	3,310	−0,008
0,095	0,205	0,540	0,050	1,945	−0,046	3,385	−0,006
0,105	0,200	0,560	0,045	1,995	−0,045	3,465	−0,005
0,114	0,195	0,580	0,040	2,035	−0,044	3,550	−0,004
0,127	0,190	0,605	0,035	2,085	−0,042	3,650	−0,003
0,140	0,185	0,630	0,030	2,120	−0,041	3,705	−0,002
0,155	0,180	0,655	0,025	2,155	−0,040	3,770	−0,001
0,165	0,175	0,675	0,020	2,200	−0,039	3,850	−0,001
0,175	0,170	0,700	0,015	2,235	−0,038	3,927	0
0,185	0,165	0,725	0,010	2,270	−0,036	3,970	0
0,200	0,160	0,755	+0,005	2,310	−0,035	4,020	+0,002
0,212	0,155	0,785	0	2,350	−0,034	4,060	0,001
0,225	0,150	0,820	−0,005	2,385	−0,032	4,100	0,001
0,240	0,145	0,850	−0,010	2,425	−0,031	4,150	0,001
0,255	0,140	0,885	−0,015	2,460	−0,030	4,220	0,002
0,265	0,135	0,930	−0,020	2,500	−0,029	4,300	0,002
0,277	0,130	0,975	−0,025	2,540	−0,028	4,400	0,002
0,290	0,125	1,025	−0,030	2,575	−0,026	4,500	0,002
0,305	0,120	1,080	−0,035	2,615	−0,025	4,710	0,002
0,320	0,115	1,115	−0,038	2,695	−0,022	4,800	0,002
0,335	0,110	1,155	−0,040	2,740	−0,021	4,900	0,002
0,350	0,105	1,190	−0,042	2,780	−0,020	5,000	0,002
0,365	0,100	1,245	−0,045	2,825	−0,019	—	—

Punînd condițiile de margine $M = 0$ și $T = 0$, rezultă sistemul de ecuații din care se determină valoarea forțelor fictive:

$$\begin{aligned} -0{,}052\, X_1 + \Sigma\alpha_1 P &= 0; \\ 0{,}160\, X_2 + \Sigma\beta_1 P &= 0; \\ -0{,}052\, X_4 + \Sigma\alpha_2 P &= 0; \\ 0{,}160\, X_3 + \Sigma\beta_2 P &= 0. \end{aligned} \qquad \text{(XII.5)}$$

Tabelul XII.4

Valorile coeficientului β în funcție de ψ

ψ	β	ψ	β	ψ	β	ψ	β
0	−0,500	0,900	−0,125	1,680	0,010	3,590	0,013
0,050	−0,475	1,000	−0,100	1,745	0,015	3,720	0,010
0,100	−0,450	1,105	−0,075	1,820	0,020	3,785	0,009
0,155	−0,425	1,220	−0,050	1,925	0,025	3,855	0,008
0,205	−0,400	1,250	−0,045	2,065	0,030	3,920	0,007
0,255	−0,375	1,280	−0,040	2,200	0,032	3,995	0,006
0,310	−0,350	1,310	−0,035	2,365	0,034	4,075	0,005
0,360	−0,325	1,350	−0,030	2,530	0,032	4,165	0,004
0,420	−0,300	1,375	−0,025	2,715	0,030	4,270	0,003
0,480	−0,275	1,415	−0,020	2,855	0,027	4,390	0,002
0,540	−0,250	1,465	−0,015	2,985	0,025	4,525	0,001
0,605	−0,225	1,485	−0,010	3,100	0,022	4,713	+0,001
0,670	−0,200	1,525	−0,005	3,220	0,020	4,830	0
0,740	−0,175	1,573	0	3,330	0,017	4,930	−0,001
0,820	−0,150	1,625	+0,005	3,456	0,015	5,000	−0,001

Observație. Linia de influență a forței tăietoare fiind antisimetrică în raport cu punctul de aplicație al forței P, valorile β se iau cu semnul din tabel pentru ψ pozitiv (forța situată la stînga secțiunii de calcul) și cu semn schimbat pentru ψ negativ (forța situată la dreapta secțiunii de calcul).

Tabelul XII.5

Valorile coeficientului γ în funcție de ψ

ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ	ψ	γ
0	+0,500	0,855	0,300	1,590	0,100	3,445	−0,020
0,240	0,475	0,935	0,275	1,720	0,075	3,845	−0,015
0,350	0,450	1,015	0,250	1,880	0,050	4,200	−0,010
0,450	0,425	1,095	0,225	2,070	+0,025	4,665	−0,005
0,545	0,400	1,185	0,200	2,352	0	5,000	−0,001
0,620	0,375	1,275	0,175	2,540	−0,010	—	—
0,650	0,350	1,375	0,150	2,900	−0,020	—	—
0,780	0,325	1,475	0,125	3,141	−0,021	—	—

În cazul în care sarcinile sînt simetrice (ca valori și poziții), rezultă $X_1 = X_4$ iar $X_2 = X_3$, sistemul reducîndu-se la două ecuații.

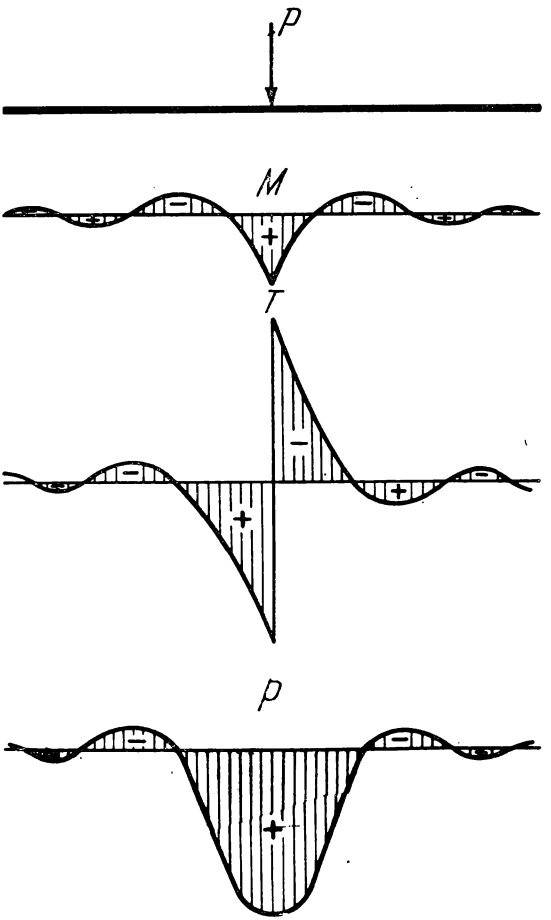


Fig. XII.3. Liniile de influență pentru M, T și p.

Completînd sistemul real de forțe cu forțele fictive determinate astfel, se calculează diagramele solicitărilor cu ajutorul formulelor (XII.4).

c. Metode de dimensionare având la bază rezemarea elastică pe un teren semiinfinit[1]) și omogen. La aceste metode, relația (XII.2) de proporționalitate între tasări și presiuni este înlocuită cu formula (XII.6) rezultată din aplicarea teoriei elasticității:

$$y = \frac{P\,(1 - \nu^2)}{\pi E r}, \qquad \text{(XII.6)}$$

în care r este distanța între punctul în care se calculează tasarea y și forța P. Metoda Jemocikin elaborată pe baza acestei teorii constă din înlocuirea suprafeței de presiune cu o serie de dreptunghiuri (fig. XII.5).

În centrul de greutate al fiecărui dreptunghi se aplică forța concentrată X_i egală cu suprafața de presiune respectivă.

Pentru calculul necunoscutelor X_i, sistemul se transformă într-un sistem static determinat, de preferință prin introducerea unei încastrări la mijlocul grinzii.

În cazul unui sistem oarecare de încărcări este necesar să se introducă în calcul încă două necunoscute și anume valoarea săgeții grinzii în dreptul încastrării y_0 și rotirea în dreptul încastrării φ_0. Presupunînd că grinda s-a împărțit în n dreptunghiuri, sistemul de ecuații va avea $(n + 2)$ ecuații, corespunzător necunoscutelor X_i și a lui y_0 și φ_0.

Primele n ecuații exprimă egalitatea în cele n secțiuni în care se aplică forțele X_i ale săgeții și tasării. Celelalte două ecuații exprimă ecuația de echilibru pe verticală și ecuația de momente (condițiile statice).

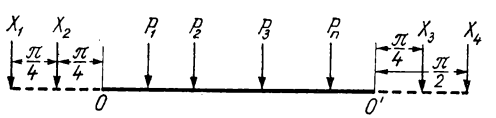


Fig. XII.4. Metoda forțelor fictive.

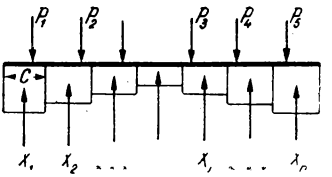


Fig. XII.5. Metoda Jemocikin.

În acest mod, sistemul de ecuații are următoarea formă:

$$\left.\begin{aligned}
&(1)\ X_1(F_{11} + \alpha W_{11}) + \ldots + X_i(F_{1i} + \alpha W_{1i}) + \ldots + X_n(F_{1n} + \alpha\, W_{1n}) - \\
&\quad - y_0 - a_1\varphi_0 + \alpha y_{1p} = 0; \\
&(i)\ X_1(F_{i1} + \alpha W_{i1}) + \ldots + X_i(F_{ii} + \alpha W_{ii}) + \ldots + X_n(F_{in} + \alpha W_{in}) - \\
&\quad - y_0 - a_i\varphi_0 + \alpha y_{ip} = 0; \\
&(n)\ X_1(F_{n1} + \alpha W_{n1}) + \ldots + X_i(F_{ni} + \alpha W_{ni}) + \ldots + X_n(F_{nn} + \alpha W_{nn}) - \\
&\quad - y_0 - a_n\varphi_0 + \alpha y_{np} = 0 \\
&\qquad (n+1)\quad \Sigma X_i = \Sigma P, \\
&\qquad (n+2)\quad \Sigma X_a = \Sigma M_p;
\end{aligned}\right\} \qquad \text{(XII.7)}$$

[1]) Teren limitat de un plan, întinzîndu-se pînă la infinit în partea inferioară și în orice direcție orizontală.

unde : F_{ik} este tasarea unitară (tasarea în secțiunea i, cînd în secțiunea k se aplică o forță unitară) care se ia din tabelul XII.6 în funcție de raportul $\frac{x}{c}$ și $\frac{B}{c}$, unde x este distanța de la forță la secțiune iar c este lățimea unui dreptunghi (fig. XII.5);

$$\alpha = \frac{\pi E c^4}{6(1-\nu^2)\, E_b \mathcal{J}},$$

E — modulul de deformație al terenului pentru care se dau valori indicative în tabelul XII.7;

ν — coeficientul lui Poisson al terenului care se poate lua din tabelul XII.8;

$E_b I$ — rigiditatea grinzii;

W_{ik} — săgeata unitară a grinzii care se ia din tabelul XII.9;

a_i — distanța de la încastrare la secțiunea i;

y_{ip} — săgeata în secțiunea i datorită forțelor transmise de stîlpi.

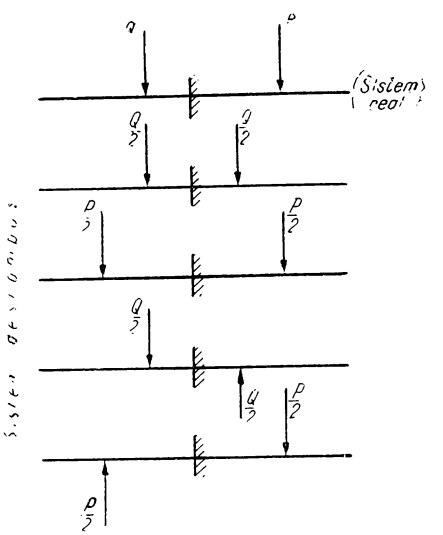


Fig. XII.6. Descompunerea sistemului de forțe.

În cazul forțelor simetrice (valori și poziții) față de mijlocul grinzii, încastrarea se introduce în acest punct, iar sistemul de ecuație se referă numai la o jumătate de grindă; $\varphi_0 = 0$ iar ecuația $(n+2)$ nu mai este necesară.

Sistemul static determinat cu încastrare la mijloc poate fi folosit și la dispoziții nesimetrice ale forțelor de pe grindă. În acest caz, necunoscutele se obțin prin

suprapunerea efectelor unor dispoziții descompuse, simetrice sau antisimetrice ale sistemului inițial de forțe după cum rezultă din exemplul dat în fig. XII.6.

1.1.1.2. *Fundații pe rețele de grinzi încrucișate, de beton armat.* În cazul unor încărcări mai mari și a unei presiuni admisibile reduse, se poate utiliza o rețea de grinzi de fundație, indicată în special în cazul terenurilor neomogene.

Calculul se face în ipoteza terenului de fundație elastic (Winkler), repartizînd sarcinile din punctele de încrucișare a grinzilor de pe cele două direcții și punînd condiția egalității săgeților în punctele de încrucișare.

1.1.1.3. *Fundații pe radier general. Calculul radierelor.* În cazurile în care sînt de transmis sarcini mari, pe terenuri de fundație neomogene rezultînd tălpi de fundație late, apropiate între ele, se utilizează fundații pe radiere care se execută în cele mai multe cazuri din beton armat. Soluția cu radier se impune și în cazul în care fundația se găsește sub nivelul apelor subterane, care trebuie împiedicate, prin izolări, să pătrundă în subsolul construcției. De asemenea, acest tip de fundație se utilizează în radierele și avanradierele construcțiilor hidrotehnice (ecluze, baraje etc.).

În general, radierele au forma unor plăci de beton armat cu grinzi și nervuri sau de plăci simple. Pentru uniformizarea presiunilor pe teren, placa poate fi scoasă în consolă în afara construcției.

În fig. XII.7 sînt desenate două secțiuni printr-un radier de beton armat alcătuit din placă, grinzi și nervuri. În fig. XII.8 placa este prevăzută la partea inferioară

Tabelul XII.6

Tasările unitare F

$\frac{x}{c}$	$\frac{c}{x}$	F					
		$\frac{B}{c}=\frac{2}{3}$	$\frac{B}{c}=1$	$\frac{B}{c}=2$	$\frac{B}{c}=3$	$\frac{B}{c}=4$	$\frac{B}{c}=5$
0	—	4,265	3,525	2,406	1,867	1,542	1,322
1	1	1,069	1,038	0,929	0,829	0,746	0,678
2	0,500	0,508	0,505	0,490	0,469	0,446	0,424
3	0,333	0,336	0,335	0,330	0,323	0,315	0,305
4	0,250	0,251	0,251	0,249	0,246	0,242	0,237
5	0,200	0,200	0,200	0,199	0,197	0,196	0,193
6	0,167	0,167	0,167	0,166	0,165	0,164	0,163
7	0,143	0,143	0,143	0,143	0,142	0,141	0,140
8	0,125	0,125	0,125	0,125	0,124	0,124	0,123
9	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,111	0,110
10	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,099
11	0,091	0,091					
12	0,083	0,083					
13	0,077	0,077					
14	0,071	0,071					
15	0,067	0,067					
16	0,063	0,063					
17	0,059	0,059					
18	0,056	0,056					
19	0,053	0,053					
20	0,050	0,050					

Tabelul XII.7

Valori informative ale modulului de deformație E, în kgf/cm²

Felul pământului	Indicile porilor e					
	0,41–0,50	0,51–0,60	0,61–0,70	0,71–0,80	0,81–0,95	0,96–1,10
Pământuri necoezive						
— pietriș și nisip mare	460	400	330	—	—	—
— nisip mediu	460	400	330	—	—	—
— nisip fin	370	280	240	—	—	—
— nisip prăfos	140	120	100	—	—	—
Pământuri coezive						
$9{,}50 < Wp < 12{,}40$	230	160	130	—	—	—
$12{,}50 < Wp < 15{,}40$	350	210	150	120	—	—
$15{,}50 < Wp < 18{,}40$	—	300	190	130	100	80
$18{,}50 < Wp < 22{,}40$	—	—	300	180	130	90
$22{,}50 < Wp < 26{,}40$	—	—	—	260	160	110
$26{,}50 < Wp < 30{,}40$	—	—	—	—	220	140

[1]) Wp = limita inferioară de plasticitate.

Tabelul XII.8

Valorile coeficientului lui Poisson

Felul pământului	Coeficientul lui Poisson ν	Felul pământului	Coeficientul lui Poisson ν
Argile tari	0,10–0,20	Pietriș-bolovăniș	0,12–0,17
Argile compacte	0,25–0,30	Nisipuri	0,17–0,30
Argile prăfoase	0,33–0,37	Argile nisipoase	0,20–0,30
Argile plastice	0,38–0,45	—	—

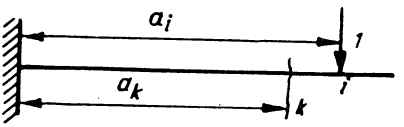
a radierului, ceea ce constituie o bună soluție statică dar care are dezavantajul de a împiedica circulația, reducînd înălțimea liberă a subsolului.

În cazul în care se utilizează acest sistem, spațiul dintre grinzi trebuie umplut.

În cazul executării plăcii la partea superioară (fig. XII.7) sînt necesare săpături pentru executarea grinzilor și nervurilor. Acest dispozitiv este dificil de adoptat în cazul în care sînt necesare hidroizolări care trebuie să urmărească conturul grinzilor.

În cazul în care stîlpii construcției sînt dispuși la distanțe aproape egale, radierul se poate realiza după sistemul planșeelor ciuperci. Ciupercile pot fi executate fie deasupra, fie dedesubtul plăcii (fig. XII.9).

a. Metode aproximative. Radierele lucrează ca niște planșee întoarse, avînd ca încărcare reacțiunea terenului și drept reazeme stîlpii sau zidurile. De cîte ori este posibil, radierul trebuie astfel alcătuit încît rezultanta tuturor forțelor să treacă



Săgeţile

a_i/c / a_k/c	0,50	1,00	1,50	2,00	2,50	3,00	3,50	4,00	4,50	5,00	5,50
0,50	0,25	0,63	1,0	1,38	1,75	2,12	2,50	2,87	3,25	3,62	4,00
1,00	—	2,00	3,50	5,00	6,50	8,00	9,50	11,00	12,50	14,00	13,50
1,50	—	—	6,75	10,12	13,5	16,87	20,25	23,62	27,00	30,37	33,70
2,00	—	—	—	16,00	22,00	28,00	34,00	40,00	46,00	52,00	58,00
2,50	—	—	—	—	31,25	40,62	50,00	59,37	68,75	78,12	87,50
3,00	—	—	—	—	—	54,00	67,50	81,00	94,50	108,00	121,50
3,50	—	—	—	—	—	—	85,75	104,12	122,50	140,87	159,25
4,00	—	—	—	—	—	—	—	128,00	153,00	176,00	200,00
4,50	—	—	—	—	—	—	—	—	182,25	212,62	245,00
5,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	250,00	287,50
5,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	332,75
6,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
6,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
9,50	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
10,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Tabelul XII.9

unitare *W*

6,00	6,50	7,00	7,50	8,00	8,50	9,00	9,50	10,00
4,37	4,75	5,12	5,50	5,87	6,25	6,62	7,00	7,37
17,00	18,50	20,00	21,50	23,00	24,50	26,00	27,50	29,00
37,12	40,50	43,87	47,25	50,62	54,00	57,37	60,75	64,12
64,00	78,00	76,00	82,00	88,00	91,00	100,00	106,00	112,00
96,87	106,25	115,62	125,00	134,37	143,75	153,12	162,52	171,87
135,00	148,50	162,00	175,50	189,00	202,50	216,00	229,50	243,00
177,62	196,00	214,37	232,75	251,12	269,50	287,87	306,25	324,62
224,00	248,00	278,00	296,00	320,00	344,00	368,00	392,00	416,00
273,37	303,75	334,12	364,50	394,87	425,25	455,62	486,00	516,37
325,00	382,50	400,00	437,50	475,00	512,50	550,00	587,50	625,00
378,12	423,50	488,87	514,25	559,62	605,00	650,37	695,75	741,12
432,00	486,00	540,00	594,00	648,00	702,00	756,00	810,00	864,00
—	549,25	612,62	676,00	739,37	802,75	866,12	929,50	992,87
—	—	686,00	739,50	833,00	906,50	980,00	1053,50	1127,00
—	—	—	843,75	928,12	1012,50	1096,90	1181,20	1265,60
—	—	—	—	1024,00	1120,00	1216,00	1312,00	1408,00
—	—	—	—	—	1228,00	1336,00	1445,00	1553,00
—	—	—	—	—	—	1458,00	1579,00	1701,00
—	—	—	—	—	—	—	1715,00	1850,00
—	—	—	—	—	—	—	—	2000,00

prin centrul de greutate al radierului. În cazul în care aceasta nu se poate realiza se admite că încărcarea provenind de la fiecare stîlp se repartizează uniform pe suprafața aferentă.

Astfel în fig. XII.10, pe porțiunea *DEFG* presiunea dată de forțele din stîlpii *D*, *E*, *F* și *G* rezultă:

$$p = \frac{\frac{1}{4}(2P_2 + 2P_3)}{F_{DEFG}}. \qquad \text{(XII.8)}$$

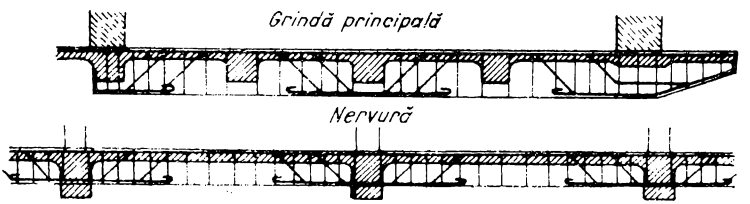


Fig. XII.7. Dispoziția radierului cu placa la partea superioară.

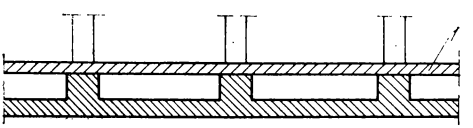


Fig. XII.8. Dispoziția radierului cu placa la partea inferioară:
1 – pardoseală.

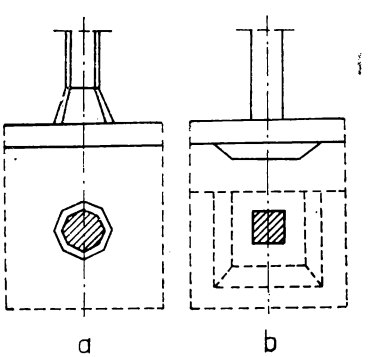


Fig. XII.9. Radiere ciuperci:
a – ciuperci deasupra; *b* – ciuperci dedesupt.

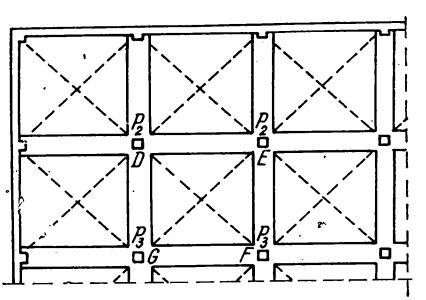


Fig. XII.10. Metoda aproximativă de calcul a radierelor. Repartizarea încărcării adusă de stîlpi.

Grinzile sînt acționate de presiuni lucrînd pe suprafețele aferente, rezultate prin trasarea unor drepte de 45°, care pot forma triunghiuri sau trapeze.

Placa dintre grinzi se consideră încastrată pe contur sau continuă și se armează încrucișat.

b. Calculul radierelor cu metoda diferențelor finite. La lucrări importante se recomandă utilizarea următoarei metode:

Radierul este considerat ca o placă elastică rezemată pe un teren elastic.

Deformația radierului este definită prin ecuația:

$$\nabla^4 Y = \frac{q - K Y}{D}, \tag{XII.9}$$

în care:

$$\nabla^4 Y = \frac{\partial^4 Y}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 Y}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 Y}{\partial y^4};$$

q este sarcina transmisă de radier terenului;
K — coeficientul patului;
Y — deformația;

$D = \dfrac{E_b t^3}{12(1 - \nu^2)}$ — rigiditatea radierului;

t = grosimea radierului;
ν = coeficientul lui Poisson.

Se împarte radierul în pătrate de latură l_0. Deformația unui punct a (fig. XII.11, *a*) se poate exprima prin metoda diferențelor finite, în funcție de deformațiile punctelor alăturate astfel:

$$20\,Y_a - 8(Y_t + Y_b + Y_r + Y_l) + 2(Y_{tl} + Y_{tr} + Y_{bl} + Y_{br}) +$$
$$+ (Y_{tt} + Y_{bb} + Y_{ll} + Y_{rr}) = q_a \frac{l_0^4}{D} - K Y_a \frac{l_0^4}{D},$$

unde Y_a, Y_t etc. sînt deformațiile punctelor a, t etc.

Această ecuație este prezentată schematic în fig. XII.11, *b*.

Pentru fiecare punct al radierului se poate scrie o ecuație de diferențe finite, similară cu cea pentru punctul a.

Din acest sistem de ecuații se obțin deformațiile în toate punctele, cu ajutorul cărora se pot calcula și momentele încovoietoare după o anumită direcție. Se pornește de la relația dată de teoria elasticității:

$$M_x = M'_x + \nu M'_y, \tag{XII.10}$$

în care: M_x este momentul încovoietor în direcția x, pe unitatea de lățime;

M'_x — momentul încovoietor în direcția x, neținînd seama de influența momentului încovoietor în direcția Y;

M'_y — momentul încovoietor în direcția Y, neținînd seama de influența momentului încovoietor în direcția x.

Pentru o direcție $l - r$ într-un punct interior al radierului, ecuația momentului este :

$$M_{l-r} = -\frac{D}{l_0^2}[Y_l - 2Y_a + Y_r + \nu(Y_6 + 2Y_2 + Y_6)].$$

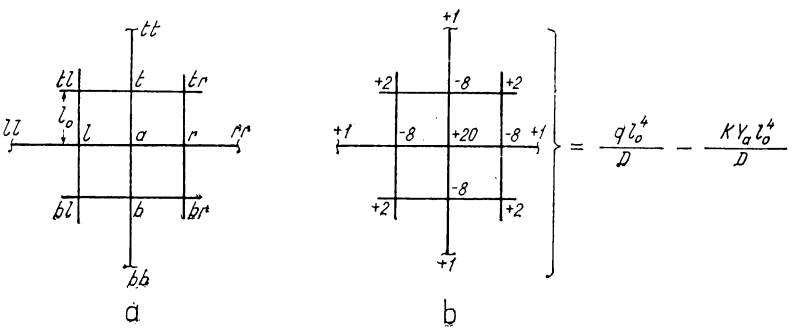


Fig. XII.11. Calculul deformației într-un punct a prin metoda diferențelor finite.

1.1.2. **Fundații directe de adîncime pe chesoane.** Întrebuințarea chesoanelor este practic limitată la lucrări importante de fundație, avînd în vedere costul lor ridicat.

În raport cu celelalte tipuri de fundație de adîncime, folosirea chesoanelor este indicată în următoarele cazuri:

— cînd existența unor bolovani sau blocuri de piatră împiedică pătrunderea piloților prefabricați sau conduce la dificultăți mari, în cazul piloților turnați direct în operă ;

— cînd fundația este solicitată de forțe orizontale mari ;

— în cazul existenței, la ape cu adîncimi mari, a unor obiecte flotante care ar putea produce distrugerea unor fundații mai puțin masive.

1.1.2.1. *Chesoane deschise.* Față de chesoanele cu aer comprimat, au avantajul unui cost mai redus, însă prezintă următoarele inconveniente :

— nu se poate examina și aplana corect baza ;

— dopul de beton sub apă prezintă un punct incert al acestui sistem de fundație ;

— excavarea lîngă cuțitul chesonului poate necesita folosirea scafandrilor ;

— înțepenirea chesonului este greu de remediat.

Chesoanele deschise au forma unei cutii de beton armat (de cele mai multe ori), care în timpul execuției, este liberă la partea inferioară și superioară.

Înfigerea în pămînt se realizează prin învingerea frecării laterale, datorită greutății proprii a chesonului și a suprasarcinei.

Secțiunea orizontală poate avea forma elevației, dar de cele mai multe ori este dreptunghiulară sau circulară.

Cînd forma în plan este circulară, iar diametrul relativ mic, chesoanele sînt denumite și puțuri.

În cazul necesității realizării unei fundații pe cheson deschis de suprafață mai mare, se poate executa și o compartimentare sau o rigidizare a pereților (fig. XII. 12 și XII.13).

Cea mai mică secțiune economică și practică se consideră 2,50×2,50 m. O limită maximă nu se poate stabili (chesonul podului San Francisco-Oakland are în plan dimensiunile 60 × 30 m, iar adîncimea 67,60 m).

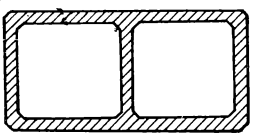


Fig. XII.12. Cheson cu perete intermediar.

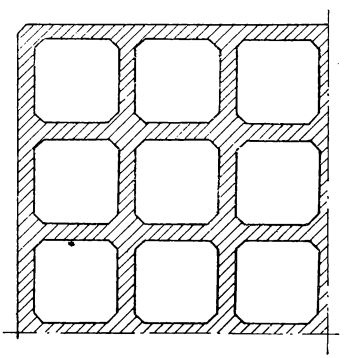


Fig. XII.13. Cheson casetat.

În secțiune verticală, pereții exteriori se execută cu fruct de 1 :10...1 :20 (fig. XII.14) sau în trepte și se sclivisesc pentru micșorarea frecării.

Partea inferioară este teșită și poate fi armată cu un cuțit metalic (fig. XII.15), a cărui alcătuire depinde de tăria straturilor de pămînt care trebuie străpunse.

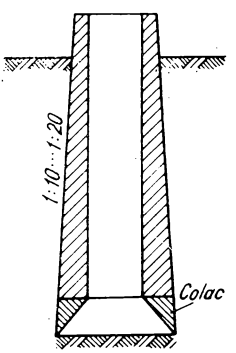


Fig. XII.14. Puț cu fețele exterioare înclinate.

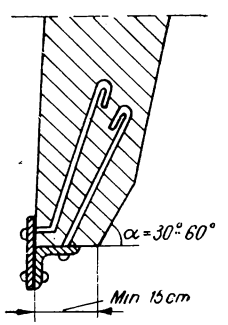


Fig. XII.15. Cuțitul chesonului.

Buza chesonului se execută de 15—30 cm lățime, cu o teșitură înclinată cu 30—60°, în funcție de natura terenului.

După atingerea cotei de fundare se toarnă un dop de beton, iar restul se completează cu beton sau material granular, după caz.

În cazul executării unor puțuri sau chesoane izolate sub același element de suprastructură, se execută un radier de solidarizare la partea superioară.

Chesoanele pot fi executate monolit sau din elemente prefabricate și pot fi construite în următoarele moduri : pe terenul natural, pe o cală de lansare (fig. XII.16), pe pontoane (schelă plutitoare) și pe insulă artificială (fig. XII.17).

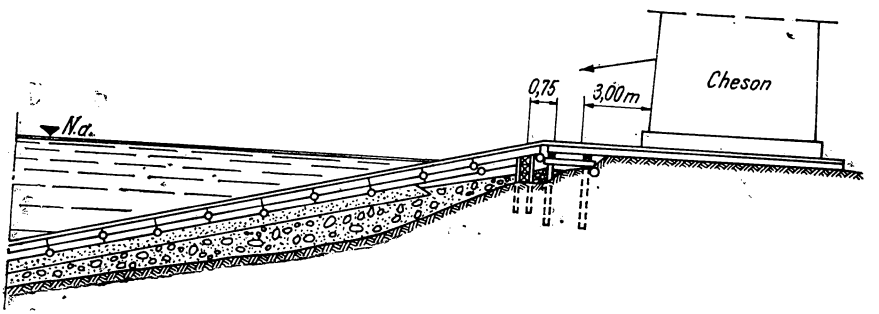


Fig. XII.16. Lansarea chesonului de pe mal.

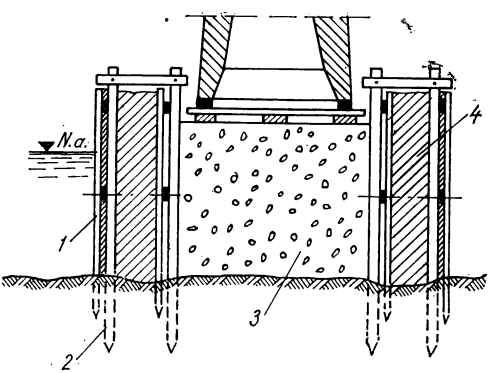


Fig. XII.17. Lansarea chesonului de pe insulă :
1 — palplanșă; *2* — pilot; *3* — material granular îndesat; *4* — pământ argilos.

1.1.2.2. *Chesoane cu aer comprimat.* Se execută în general din beton armat (fig.XII.18) și în unele cazuri, metalice. Acestea din urmă prezintă avantaje în cazul transportului prin plutire sau în cazul terenurilor neomogene, cînd pot apărea în cheson eforturi neprevăzute

Chesoanele cu aer comprimat sînt alcătuite din pereți laterali și planșeu, care închid camera de lucru. În planșeu sînt prevăzute unul sau două goluri cilindrice pentru montarea coșurilor. Pereții laterali au în plan vertical o pantă spre exterior de maximum 1 :10, iar spre interior o pantă dictată de variația eforturilor care îi solicită. Baza teșiturii și cuțitul chesonului au aceleași caracteristici ca și la chesoanele deschise. Înălțimea minimă a camerei de lucru este de 2,00 m, iar uzual se ia 2,20 m.

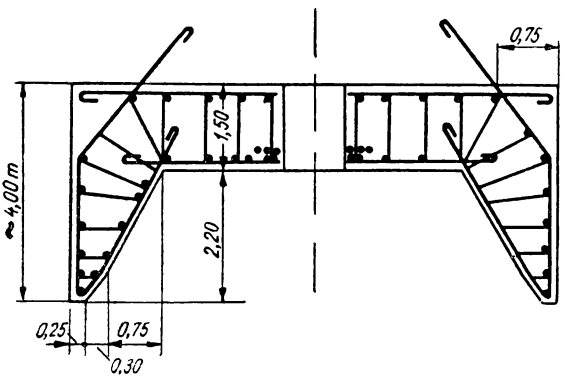


Fig. XII.18. Armarea chesonului cu aer comprimat.

Planșeul este un element masiv care face corp comun cu pereții, închizînd camera de lucru la partea superioară. Numărul coșurilor depinde de mărimea suprafeței orizontale a camerei de lucru. Se recomandă aproximativ un coș pentru 75 m² de cameră de lucru, iar diametrul coșului trebuie să fie de minimum de 80 cm. Retragerea zidăriei la fața superioară a planșeului se ia de maximum 25 cm.

Coborîrea chesoanelor se realizează prin greutatea proprie a zidăriei de deasupra și prin șocuri de presiune (reducerea presiunii în camera de lucru). Pe măsura înfigerii chesonului în pămînt, se prelungește zidăria infrastructurii și coșurile în tronsoane cu 3—5m.

Instalațiile necesare pentru acest procedeu de fundare sînt cele expuse în continuare (fig. XII.19).

E c l u z a este o construcție cilindrică metalică, care poate comunica cu o antecameră și cu coșurile care deservesc camera de lucru (intrarea și ieșirea muncitorilor, introducerea materialelor și evacuarea pămîntului excavat). Ecluza se montează deasupra nivelului apelor extraordinare. Ea este alimentată cu aer comprimat de la uzina șantierului.

A n t e c a m e r a (sasul) servește pentru ecluzarea și dezecluzarea treptată a muncitorilor de la presiunea atmosferică la presiunea de lucru și invers.

1.1.2.3. *Chesoane plutitoare.* Chesoanele plutitoare sînt construcții hidrotehnice formate din chesoane compartimentate, închise la fund, care formează fundația pentru lucrări marine (spărgătoare de valuri, faruri, docuri etc.). Aceste chesoane se execută pe mal, din beton armat și se transportă prin plutire. Scufundarea se face prin umplerea

celulelor cu apă și apoi cu agregate sau beton, sau direct cu agregate sau beton. Chesoanele plutitoare pot fi amplasate direct pe fund, sub nivelul fundului, în urma unei decapări anterioare sau deasupra fundului, pe un masiv de anrocamente.

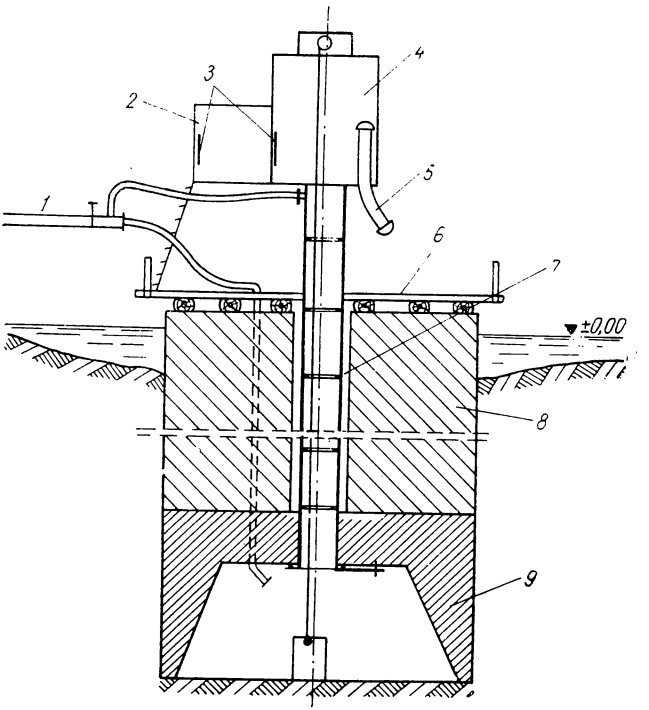


Fig. XII.19. Instalațiile chesonului cu aer comprimat:
1 — conductă; *2* — sas; *3* — uși; *4* — ecluză; *5* — pipă; *6* — platformă de lucru; *7* — coș; *8* — bloc de fundație; *9* — cheson.

Un avantaj față de celelalte tipuri de chesoane este costul mai redus, iar ca dezavantaje se enumeră:

— terenul de bază trebuie să fie orizontal sau decapat pînă la cota necesară;

— este indicat numai dacă terenul bun de fundație este la suprafață;

— sînt necesare măsuri contra afuierii.

În fig. XII.20 este arătat un cheson plutitor pentru un zid de cheu; chesonul este așezat pe un strat de umplutură de nisip.

Fig. XII. 21 reprezintă un cheson plutitor pentru un far, la intrarea într-un port.

1.1.2.1. *Calculul chesoanelor.* a. Calculul chesoanelor cu aer comprimat. Notații (pe metru liniar de cheson):

G este greutatea proprie a elementelor chesonului;
R — reacțiunea verticală pe buza chesonului;
W — presiunea apei;
E — împingerea pământului;
T — frecarea pe pereții laterali;
S — presiunea aerului în camera de lucru.

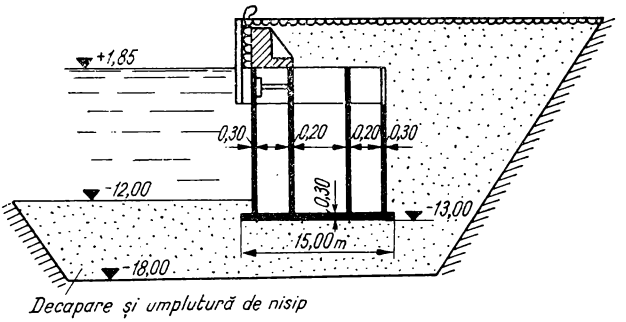


Fig. XII.20. Cheson plutitor (cheu).

Calculul se face după schemele de mai jos.

Schema I (fig. XII.22). Chesonul este cufundat la adîncimea proiectată. Peretele chesonului este considerat că lucrează ca o consolă, la încovoiere. Se verifică secțiunea $C-C$ (încovoiere spre exterior).

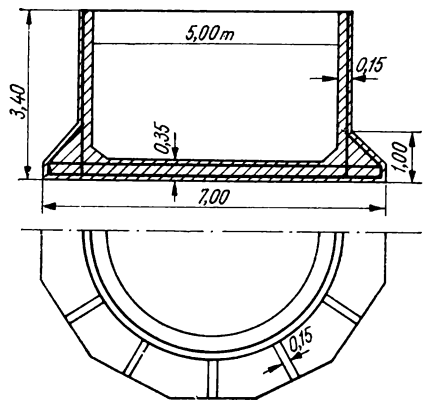


Fig. XII.21. Cheson plutitor (far).

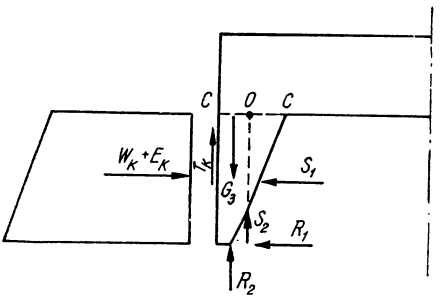


Fig. XII.22. Schema I.

Schema II (fig. XII. 23). Chesonul este cufundat la adîncimea proiectată. Pămîntul este săpat sub cuțit, iar presiunea aerului în camera de lucru se consideră 50 % din presiunea de lucru.

Se verifică secțiunea $C - C$ la încovoiere spre interior.

Schema III (fig. XII.24). Chesonul este sprijinit pe calaje. Planșeul este încărcat cu beton proaspăt pe 1,50 m înălțime. Se calculează secțiunea $A - A'$ a planșeului.

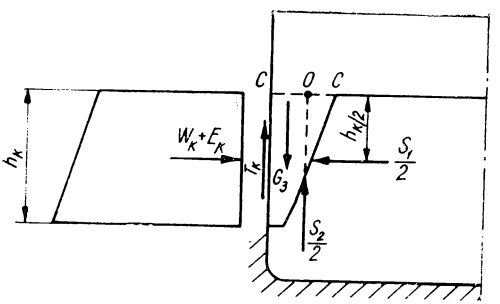


Fig. XII.23. Schema II

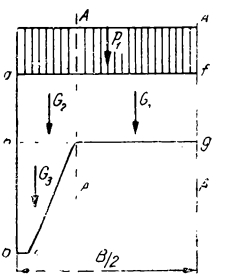


Fig. XII.24. Schema III.

Schema IV (fig. XII.25). Chesonul este rezemat după turnare și întărire pe ultimele patru calaje și lucrează ca o grindă cu două console. Se verifică secțiunea $a - a$.

b. Calculul chesoanelor deschise. Sarcinile care acționează chesoanele deschise sînt aceleași cu cele arătate la calculul chesoanelor cu aer comprimat, cu excepția presiunii aerului comprimat care nu intervine.

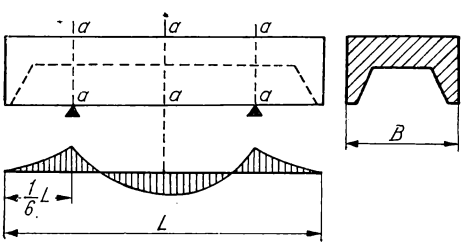


Fig. XII.25. Schema IV.

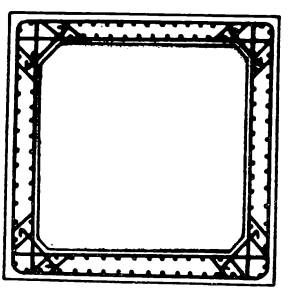


Fig. XII.26. Armătura unui cheson deschis.

În principiu, chesoanele deschise se calculează ca niște cadre închise supuse la împingerea pămîntului și apei, acționînd pe porțiuni orizontale de 1 m înălțime. În acest mod se poate determina armătura transversală care se montează atît spre exterior cît și spre interiorul peretelui (fig. XII.26).

Armătura longitudinală se calculează la efortul de întindere rezultat, în situația în care chesonul rămîne înțepenit la partea superioară fără să se mai exercite frecarea pe restul înălțimii.

După Brinkhaus această armătură, la chesoanele circulare, trebuie să fie minimum

$$F_f\ [\text{cm}^2] = (7{,}50 \ldots 12{,}50)\, D_i\ [\text{m}],$$

unde D_i este diametrul interior al chesonului. Același autor dă pentru grosimea minimă a peretelui valoarea:

$$d\ (\text{cm}) = \frac{D_i\ [\text{cm}]}{12} + (5 \ldots 10)\ [\text{cm}].$$

În calculul armăturii transversale se ține seama și de eventualitatea unei distribuții neuniforme a presiunii pe pereții chesonului.

În general, grosimea peretelui rezultată din calcul este mai mică decît cea corespunzătoare unei greutăți care să poată învinge frecarea laterală. De aceea, de cele mai multe ori, grosimea peretelui se dimensionează pe baza acestui ultim considerent. Valoarea frecării poate fi luată din tabelul XII.13 însă indicații juste pot furniza numai lucrări executate anterior în terenuri similare.

Relația între frecarea laterală și greutatea chesonului trebuie să fie la limită:

$$T = \frac{\gamma_b}{4D_e}(D_e^2 - D_i^2), \qquad \text{(XII.11)}$$

unde: T este frecarea laterală, în tf/m²;

γ_b — greutatea volumetrică a betonului (2,40 t/m³ afară din apă și 1,40 t/m³ sub apă);

D_e, D_i — diametrul exterior, respectiv interior al chesonului, în m.

Grosimea dopului de beton care se toarnă la chesoanele deschise, după ajungerea la cotă, se calculează cu formulele:

$$t^2 = 1{,}18\, R^2 \frac{q}{\sigma_i}\ \text{(cheson circular)};$$

$$t^2 = \frac{3q\, B^2}{4\, \sigma_i (1 + 1{,}61\, \alpha)}\ \text{(cheson dreptunghiular)}, \qquad \text{(XII.12)}$$

unde: t este grosimea dopului de beton;

σ_i — rezistența la încovoiere a dopului de beton 144—210 tf/m² (în orice caz inferioară valorii de 350 tf/m²);

R — raza bazei chesonului, în m;

q — presiunea medie la baza chesonului, în tf/m²;

B — cea mai mică dimensiune a bazei chesonului, în m;

α — raportul între dimensiunea cea mai mică și cea mai mare a bazei chesonului.

c. Calculul chesoanelor plutitoare. Placa de reazem a chesonului plutitor se calculează ca o placă de beton armat rezemată pe un mediu elastic și ca o grindă sprijinită pe mai multe reazeme, ținînd seama de tasările inegale sau de scufundările neuniforme.

Pereții se calculează după aceeași schemă ca la chesoanele deschise, ținîndu-se seama de presiunile specifice chesoanelor plutitoare.

Principala forță este presiunea apei la care se adaugă acțiunea valurilor.

1.2. FUNDAȚII PE PILOȚI

Acest tip de fundație se utilizează în cazul în care terenul bun de fundație se găsește la adîncime. Soluția se alege pe baza unui studiu tehnico-economic comparativ, între diferitele tipuri de fundație de adîncime (chesoane, coloane etc.). Piloții rezistă fie prin compresiune pe vîrf, la contactul cu un strat de pămînt tare, (piloți purtători pe vîrf) fie prin acțiunea forțelor de frecare care se dezvoltă pe suprafața laterală de contact cu terenul (piloți flotanți). În cazurile curente, piloții rezistă prin ambele moduri, într-o proporție care este în general dificil de evaluat.

În anumite ipoteze de încărcare, piloții primesc eforturi axiale de întindere lucrînd la smulgere. În unele cazuri (în special la transport și manipulare), piloții sînt supuși și la eforturi de încovoiere.

Din punct de vedere al materialului, piloții se clasifică în: piloți de lemn, piloți de beton, piloți metalici și piloți din mai multe materiale.

În țara noastră se folosesc piloții de lemn și beton.

1.2.1. **Piloți de lemn.** Se utilizează la lucrări provizorii, sprijiniri, batardouri și la construcții definitive cu condiția ca piloții să se găsească în permanență sub nivelul cel mai coborît al apelor.

Se execută din brad, de lungimi pînă la maximum 25 m și de stejar, pînă la maximum 10 m. Detalii asupra capului și vîrfului se dau în fig. XII.27.

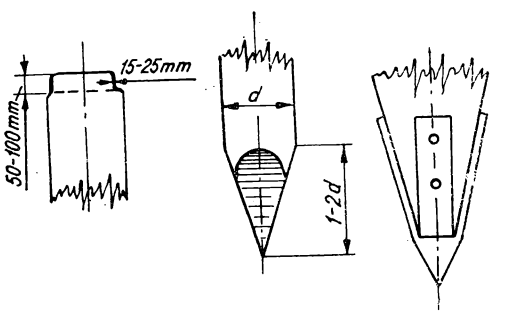


Fig. XII.27. Piloți de lemn (detalii).

1.2.2. **Piloți prefabricați de beton armat.** Dimensiunile acestor piloți pot fi oricît de mari, fiind stabilite numai pe considerente tehnico-economice. Pot fi executați și în terenuri în care nu există apă sau unde nivelul acesteia este variabil. Pot prelua sarcini mari.

La lungimi mai mari de 20 m, manipularea și baterea devine o problemă dificilă și de aceea se preferă piloți turnați direct în operă. Forma în plan este de regulă pătrată, dar poate fi circulară sau poligonală. Uneori se utilizează piloți de beton armat tubulari, realizați prin centrifugare sau torcretare.

Raportul indicativ între secțiunea și lungimea piloților pătrați este dat în tabelul XII.10. Secțiunea pilotului și armătura longitudinală se dimensionează la eforturile de încovoiere sau de întindere ce se produc în timpul transportului, manipulării, baterii și solicitărilor din timpul exploatării.

Tabelul XII.10

Valorile aproximative ale secțiunilor piloților de beton armat

Secțiunea, cm	Lungimea pilotului, m
25×25	5—7
30×30	7—10
35×35	10—15
40×40	15—20
45×45	20—25

Armătura longitudinală constă din :

— 4 bare rotunde așezate la colțuri (pentru secțiuni $\leqslant 30 \times 30$ cm);

— 8 bare rotunde așezate la colțuri și la mijlocul laturilor (pentru secțiuni $\geqslant 30 \times 30$ cm, fig. XII.28).

Nu se admite schimbarea numărului de bare în lungul pilotului. Bare de diametre diferite se admit numai cu condiția păstrării simetriei, barele mai groase trebuind a fi așezate la colțuri. Armătura longitudinală se execută fără ciocuri. Nu se recomandă înnădirea barelor longitudinale; cînd nu se poate evita, se înnădesc într-o secțiune cel mult 25% din bare și se realizează cel mult o înnădire pe o latură.

Armătura transversală constă din :

— etrieri sau frete (pentru secțiuni $\leqslant 30 \times 30$ cm);

— etrieri (pentru secțiuni $\geqslant 30 \times 30$ cm).

Distanța între etrieri sau pasul fretei se prevede de 10—20 cm, în funcție de lungimea pilotului. La capete, etrierii respectiv fretele se îndesesc pînă la 5 cm interval între ei. Capul pilotului se armează suplimentar cu trei plase din bare de Ø 6 mm, cu ochiuri de 4 × 4 cm sau de 6 × 6 cm.

Armătura de protecție a vîrfului (sabotul). În cazul terenurilor mijlocii și ușoare, sabotul se realizează prin formarea unui mănunchi al armăturilor longitudinale, legate cu un inel de care se sudează.

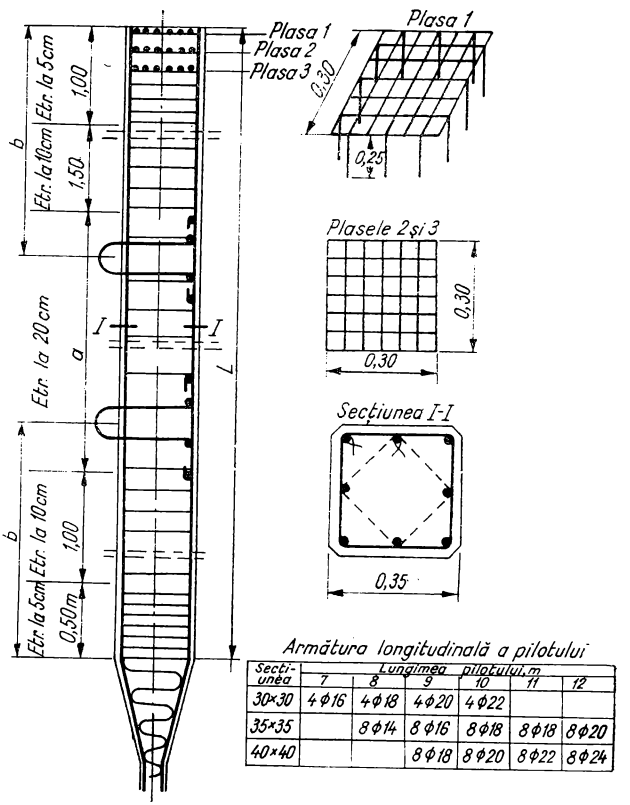
În cazul terenurilor tari, sabotul se realizează ca în fig. XII.29.

Armătura pentru manipularea pilotului. Pentru transport se prevăd în corpul pilotului două urechi, la distanța de 0,21 *l* de la extremități. Pentru ridicarea pilotului pe locul de batere se mai prevede o a treia ureche la 0,30 *l* de capul pilotului. Urechile se montează alături de o bară longitudinală de pe mijlocul laturii pilotului, în cazul armăturii formate din opt bare și de una din barele de colț, în cazul armăturii cu patru bare.

În scopul micșorării greutății piloților se pot utiliza piloți de beton armat, prefabricați cu gol interior. Acești piloți se execută prin centrifugare sau prin torcretare, asigurîndu-se o foarte bună compactare a betonului care are în acest caz, o rezistență sporită. Greutatea acestor piloți este cu 50—75% mai redusă ca a piloților plini de aceeași rezistență.

Piloții se introduc în pămînt prin batere sau vibrare, folosindu-se în unele cazuri afuierea (care cere însă un consum mare de energie electrică).

Pentru adîncimi mari se pot utiliza piloți de beton armat, cu gol interior, realizați prin centrifugare și pretensionare. În S.U.A. s-au executat astfel de piloți de 53 m dintr-o bucată, avînd diametrul de 1,20 m.



Armătura longitudinală a pilotului

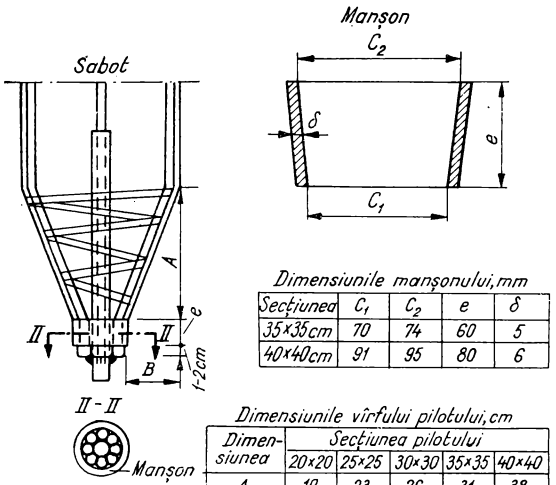
Secțiunea	Lungimea pilotului, m					
	7	8	9	10	11	12
30×30	4 Φ16	4 Φ18	4 Φ20	4 Φ22		
35×35		8 Φ14	8 Φ16	8 Φ18	8 Φ18	8 Φ20
40×40			8 Φ18	8 Φ20	8 Φ22	8 Φ24

Fig. XII.28. Piloți de beton

1.2.3. **Piloți de beton turnați direct în operă** (confecționați pe loc). Prin utilizarea acestui tip de piloți se elimină dezavantajele manipulării, baterii sau nepotrivirii lungimii cu fișa realizată. În schimb, acești piloți au dezavantajul că nu se pot cunoaște eventualele defecte de turnare.

Acest tip de piloți se pot realiza în mai multe moduri.

1.2.3.1. *Piloți confecționați pe loc, fără manta.* Tipic pentru acest caz este sistemul Compressol. Se realizează mai întîi un gol în pămînt, prin căderea de pe un eșafodaj special a unui berbec de circa 1,50 t greutate, de la 15 m înălțime (fig. XII. 30).



Dimensiunile manșonului, mm

Secțiunea	C_1	C_2	e	δ
35×35cm	70	74	60	5
40×40cm	91	95	80	6

Dimensiunile vîrfului pilotului, cm

Dimensiunea	Secțiunea pilotului				
	20×20	25×25	30×30	35×35	40×40
A	19	23	26	31	38
B	6	8,5	10	12	14

Dimensiunile pilotului 35×35, cm

L, m	9,00	10,00	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00	16,00
a, m	5,00	6,00	7,00	8,00	9,00	10,00	11,00	12,00
b, m	1,85	2,05	2,25	2,50	2,70	2,90	3,10	3,30

Dimensiunile pilotului 40×40, cm

L, m	13,00	14,00	15,00	16,00	17,00	18,00	19,00	20,00
a, m	9,00	10,00	11,00	12,00	13,00	14,00	15,00	16,00
b, m	2,70	2,90	3,10	3,30	3,50	3,70	3,90	4,15

b

armat (detalii *a* și *b*).

După realizarea săpăturii se toarnă betonul, care se compactează cu un mai special.

Acest sistem poate fi aplicat în cazul terenurilor fără apă; are avantajul că se realizează o foarte bună compactare între piloți, fiind indicat pentru consolidarea terasamentelor.

1.2.3.2. *Piloți confecționați pe loc cu manta recuperabilă.* a) P i l o ț i b ă t u ț i. Mantaua este formată dintr-un tub de oțel Ø 30—50 cm de 20 mm grosime și dintr-un vîrf conic de fontă cu diametrul puțin mai mare decît al tubului. Tubul se introduce prin batere, iar vîrful de fontă este împins în același timp în pămînt. După ajungerea la cotă

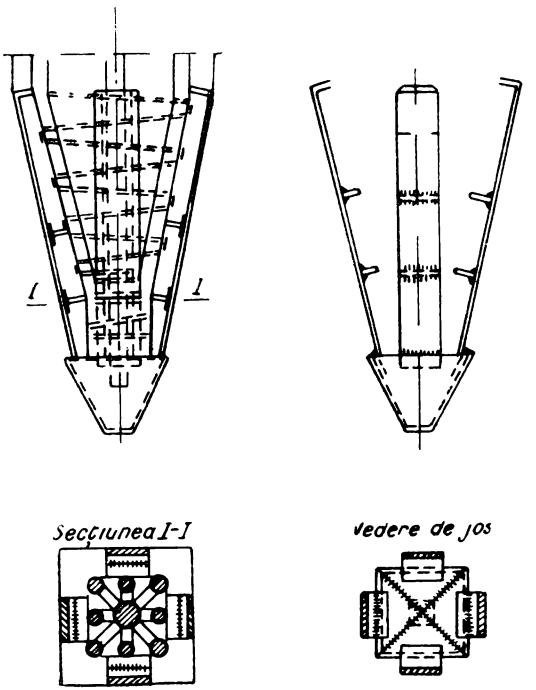


Fig. XII.29. Sabot utilizat în cazul terenurilor tari.

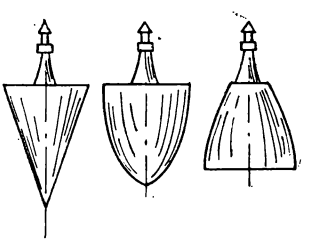


Fig. XII.30. Berbeci pentru piloți tip Compressol.

se introduce armătura și se betonează cu ajutorul unei bene cu fund mobil. Pe măsura compactării betonului, tubul este ridicat, iar vîrful rămîne fixat (fig. XII.31).

O altă variantă, fără pierderea vîrfului, este sistemul Aligator care are un vîrf format din trei plăci metalice, care se pot deschide pentru a permite curgerea betonului (fig. 32).

Din aceeași categorie fac parte și piloții tip Franki. La acești piloți, diametrul tubului este de 45—50 cm, iar grosimea peretelui de 25—30 mm. Tubul este introdus prin baterea unui dop de beton vîrtos, turnat în interiorul și la baza acestuia. Baterea se face cu un mai de 2—3 t greutate, căzînd de la înălțimea de 3—5 m. O dată ajuns la cotă, tubul este fixat de dispozitivul de batere, iar dopul de beton este introdus parțial în pă-

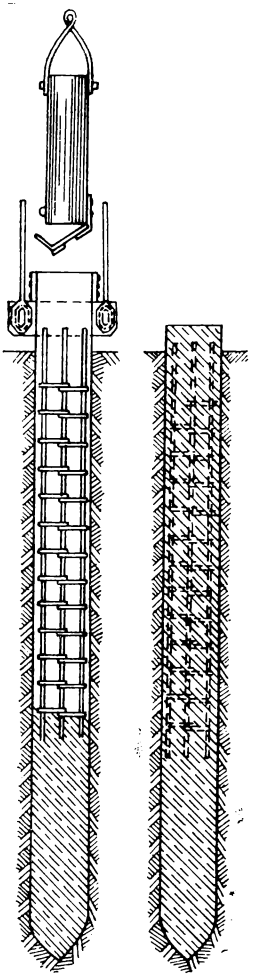


Fig. XII.31. Piloți confecționați pe loc cu manta recuperabilă.

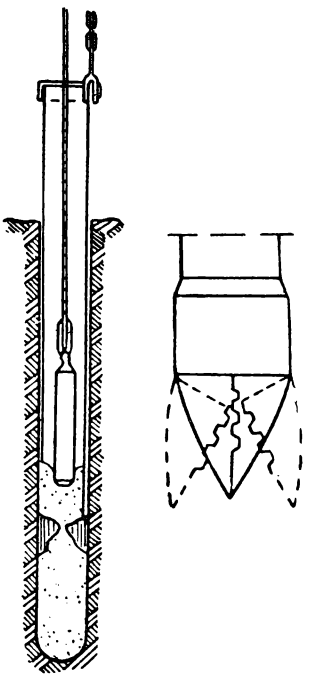


Fig. XII.32. Piloți cu vîrf sistem Aligator.

mînt prin loviturile berbecului. În continuare se toarnă betonul pe măsura ridicării tubului cu grija deosebită ca tubul să rămînă continuu înglobat în beton pe o înălțime de minimum 50 cm (fig. XII.33).

b) Piloți forați. Prototipul acestui tip de piloți pot fi considerați piloții Strauss. Se introduce un tub metalic prin forare. Betonul se toarnă cu bene cu fundul mobil și se compactează cu un mai special, pe măsura scoaterii tubului. În cazul existenței apei subterane, se realizează mai întîi un dop de beton, prin introducerea înaintea turnării a unui sac de beton. După întărirea betonului din sac, se epuizează apa, se introduce armătura și se toarnă pilotul.

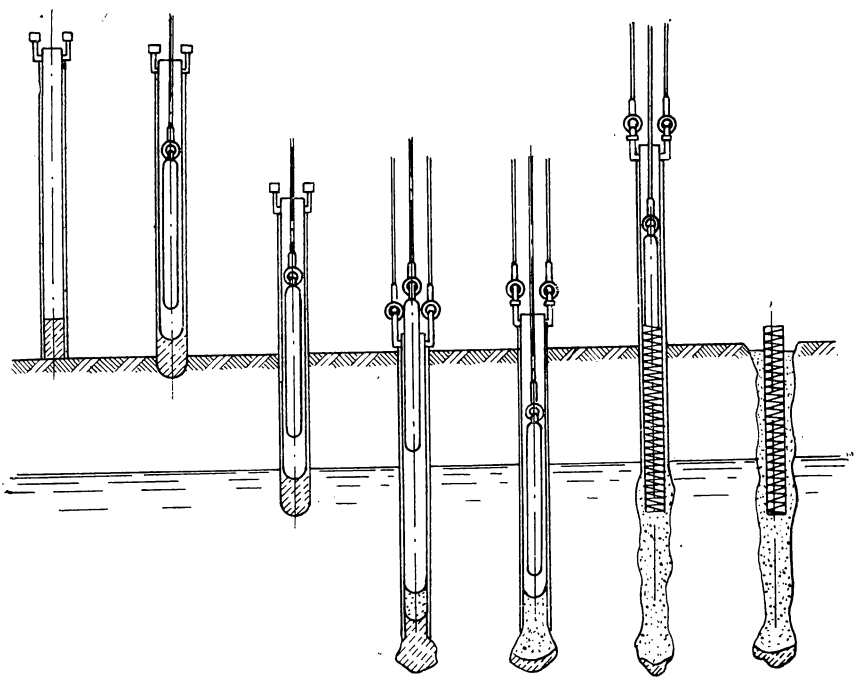


Fig. XII.33. Piloți tip Franki.

Un alt tip de piloți forați sînt piloții executați cu ajutorul aerului comprimat. La procedeul Wolfsholz, tubul metalic coborît prin forare este acoperit cu un capac metalic etanș.

Prin introducerea aerului comprimat în interiorul tubului se realizează inițial, crearea unei presiuni care provoacă eliminarea apei, în a doua fază, compactarea betonului și apoi ridicarea tubului pe măsura turnării betonului.

Acest procedeu cere un personal tehnic specializat de înaltă calificare, care să urmărească procesul de execuție al pilotului și să dozeze în mod rațional aerul comprimat. Pericolul care poate apărea la acest sistem este ridicarea tubului pe o înălțime mai mare, care poate conduce la întreruperea continuității betonului și la prăbușirea pămîntului din pereții rămași nesprijiniți (fig. XII.34).

c) Piloți tip Benoto. Tubul metalic se introduce cu ajutorul unui dispozitiv acționat de prese hidraulice care prin intermediul unor pîrghii transmit tubajului mișcări alternative de semirotație pe orizontală și deplasări pe verticală. În acest mod, frecarea între manta și teren este redusă și tubul coboară. Pe măsura coborîrii, pămîntul

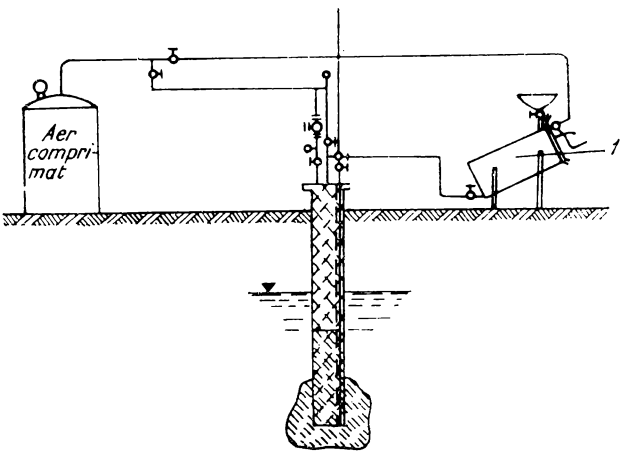


Fig. XII.34. Piloți tip Wolfsholz:
1 — instalație de betonare.

din foraj este săpat și evacuat cu ajutorul unui utilaj denumit hammergrab (combinație între trepan și benă, fig. XII.35).

După ajungerea la cotă se procedează ca și la celelalte metode cu deosebirea că tubul este extras tot cu ajutorul mișcării de semirotație și deplasare verticală (de data aceasta în sus). Turnarea betonului se face cu pîlnia fixă.

Prin mișcarea de semirotație se produce o compactare și o aderență bună a betonului de terenul înconjurător. Viteza de avansare variază între 0,60—6,00 m/h, în funcție de natura terenului. Un pilot de Ø 90 cm pe o lungime de 18 m poate suporta 350 tf (pod Altrhein lîngă Mannheim-Sandhofen).

Cu procedeul Benoto (tabelul XII.11) se pot executa și piloți înclinați cu 10—15° față de verticală; viteza de forare este aproximativ aceeași ca pentru piloții verticali.

Pe același principiu (Benoto) se bazează și procedeul *Hochstrasser Weise*. Instalația de forat este asemănătoare cu instalația Benoto (mișcări alternative de semirotație). După ce s-a ajuns la cotă, tubul este închis cu un capac, introducîndu-se aer comprimat după procedeul Wolfsholz. Se realizează compactarea betonului și ridicarea tubului, atît datorită aerului comprimat cît și mișcării alternative de semirotație.

Încercările făcute au arătat că un pilot de Ø 90 cm, de 34 m lungime, în funcție de terenul în care este introdus, poate suporta pînă la 500 tf.

Procedee similare sau bazate pe alte sisteme de săpare, ca de exemplu sistemul Salzgitter (săpare cu noroi de bentonită trimis în interior prin tija de foraj și antrenarea săpăturii amestecate cu noroi prin aspirație) s-au folosit la diferite lucrări în diferite combinații (fig. XII.36).

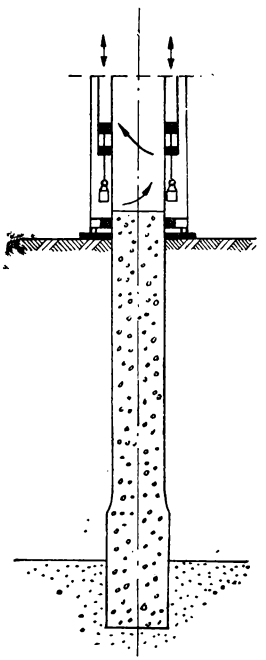


Fig. XII.35. Instalație Benoto.

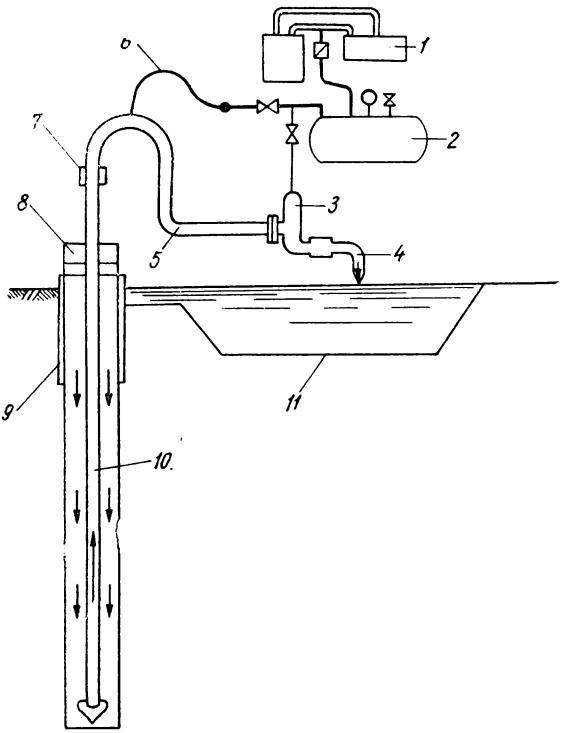


Fig. XII.36. Instalație de forare cu aspirație:
1 – pompă de vacuum; *2* – cazan de vacuum; *3* – pompă de aspirație; *4* – furtun de refulare; *5* – furtun de aspirație; *6* – furtun de vacuum; *7* – cap de spălare; *8* – masă rotativă; *9* – manșon; *10* – tijă de foraj; *11* – bazin.

1.2.4. **Capacitatea portantă a piloților.** 1.2.4.1. *Formule statice de calcul.* Se utilizează la evaluări, anteproiecte etc.

a) Formule teoretice de tipul Dörr, Dmohovski :

$$R = \frac{F}{\sin \alpha} \gamma_a h \operatorname{tg}^4 \left(45 + \frac{\Phi}{2}\right) + \frac{U}{2} \gamma_a h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) \operatorname{tg} \Phi, \qquad \text{(XII.13)}$$

în care : F este secțiunea transversală a pilotului ;

α — unghiul vîrfului pilotului ;

$$\gamma_a = \frac{\Sigma \gamma_i h_i}{\Sigma h_i};$$

$$\Phi = \frac{\Sigma \Phi_i h_i}{\Sigma h_i};$$

U — perimetrul pilotului.

Tabelul XII.11

Caracteristicile tuburilor de foraj Benoto

Grosimea peretelui, mm	Diametrul interior, mm	Lungimea tronsonului, mm	Greutatea tronsonului, kg
6	400	1 500	90
6	500	1,500	113
6	600	1 500	135
8	800	1 500	238
10	1 000	1 500	372
10	1 250	1 500	464
12	1 500	1 500	668

Tabelul XII.12

Coeficientul de siguranță

Unghiul Φ	Coeficientul de siguranță
10°	1,00
15°	1,40
20°	2,00
25°	3,00
30°	4,00
35°	5,00

Această formulă se aplică cu un coeficient de siguranță variabil în raport cu unghiul Φ (tabelul XII.12).

În SN 200 [1]) se recomandă folosirea următoarei formule empirice de calcul la compresiunea axială :

$$R = 0{,}70 \text{ m } (U \Sigma \alpha_i f_i h_i + F R^n) \text{ [tf]}, \qquad \text{(XII.14)}$$

iar la smulgere $T = 0{,}40$ m $U \Sigma \alpha_i f_i h_i$ [tf],

în care : α_i este un coeficient de corecție care se ia în general egal cu 1 ;

R^n — rezistența limită a terenului de fundație în planul vîrfului piloților ;

h_i — grosimea stratului respectiv, în m ;

F — secțiunea transversală a pilotului, în m^2 ;

f_i — rezistența la frecare (tabelul XII.13), în tf/m^2 ;

$m = 0{,}85$.

[1]) Normativul sovietic pentru calculul podurilor.

Tabelul XII.13

Rezistențele la frecare f_i, în tf/m²

Adîncimea medie a stratului, m	Pămînturi nisipoase			Pămînturi argiloase (indicele de consistență) [1]						Piloți înșurubați și forați
	Grosiere și mijlocii	Fine	Prăfoase	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	< 0,40	
1	3,50	2,30	1,50	3,50	2,30	1,50	1,20	0,50	0,20	0,80
2	4,20	3,00	2,00	4,20	3,00	2,00	1,70	0,70	0,30	1,10
3	4,80	3,50	2,50	4,80	3,50	2,50	2,00	0,80	0,40	1,30
4	5,30	3,80	2,70	5,30	3,80	2,70	2,20	0,90	0,50	1,40
5	5,60	4,00	2,90	5,60	4,00	2,90	2,40	1,00	0,60	1,50
7	6,00	4,30	3,20	6,00	4,30	3,20	2,50	1,10	0,70	1,60
10	6,50	4,60	3,40	6,50	4,60	3,40	2,60	1,20	0,80	1,70
15	7,20	5,10	3,80	7,20	5,10	3,80	2,80	1,40	1,00	1,80
20	7,90	5,60	4,10	7,90	5,60	4,10	3,00	1,60	1,20	2,00
25	8,60	6,10	4,40	8,60	6,10	4,40	3,20	1,80	—	2,20
30	9,30	6,60	4,70	9,30	6,60	4,70	3,40	2,00	—	2,40
35	10,00	7,00	5,00	10,00	7,10	5,00	3,60	2,20	—	2,60

[1]) Se calculează pe bază de determinări de laborator.

b) Formule semiempirice de calcul (Terzaghi și Peck):

Piloți circulari:

$$R = \pi r^2 (1{,}30\, cN_c + \gamma_a\, hN_q + 0{,}60\, \gamma_a\, rN\gamma) + 2\pi rh'S.$$

Piloți pătrați:

$$R = 4r^2 (1{,}30\, cN_c + \gamma_a\, hN_q + 0{,}80\, \gamma_a\, rN_\gamma) + 8\, rh'S, \qquad \text{(XII.15)}$$

în care: r este raza pilotului circular sau jumătatea laturii la secțiunile pătrate, în m;

c — coeziunea, în tf/m²;

γ_a — greutatea specifică aparentă a pămîntului, în tf/m³;

h — adîncimea de la vîrful pilotului la fața inferioară a radierului, în m;

h — înălțimea pe care se exercită frecarea, în m;

N_γ, N_c, N_q — factori fără dimensiuni, depinzînd de valoarea lui Φ (fig. XII. 37);

S — rezistența medie de tăiere a pămîntului, în tf/m².

1.2.4.2. *Formule dinamice (de batere).* Aceste formule se recomandă în cazul pămînturilor necoezive, la lucrări de importanță redusă, pentru care cheltuielile cu încărcarea statică a piloților ar fi disproporționate față de valoarea de investiție a lucrării. Formulele indicate în continuare nu pot fi utilizate pentru cazurile în care se folosesc berbeci cu cadență mai mare de 60 lovituri pe minut.

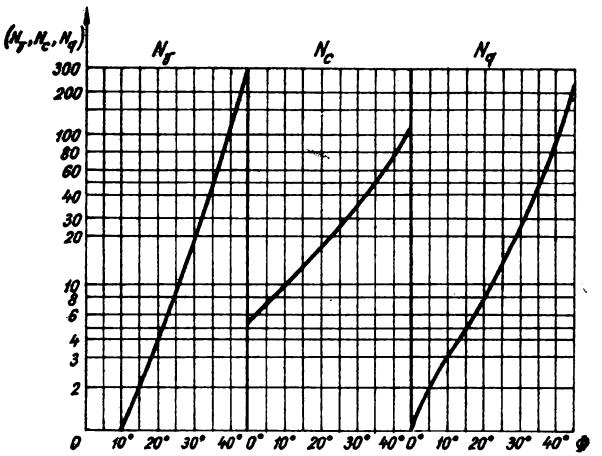


Fig. XII.37. Diagrama valorilor N_γ, N_c și N_q.

Formula dată în STAS 4860-55:

$$R = \frac{-nF}{2} + \sqrt{\left(\frac{nF}{2}\right)^2 + \frac{nF}{e} QH \frac{Q + 0{,}2\,(q + q_1)}{Q + q + q_1}}, \qquad \text{(XII.16)}$$

în care: R este capacitatea portantă, în kgf/cm²;
F — aria secțiunii pilotului, în cm²;
H — înălțimea de cădere a berbecului, în cm;
Q — greutatea berbecului, în kg;
q — greutatea pilotului, în kg;
q_1 — greutatea fetiței (prelungitorului), în kg;
e — înfigerea medie a pilotului sub 10 lovituri, în cm;
n — parametru depinzînd de modul de batere și de materialul pilotului:
— pentru piloți de lemn { batere fără fetiță $n = 10$ kgf/cm²; batere cu fetiță $n = 8$ kgf/cm²;
— piloți de beton armat $n = 15$ kgf/cm².

Formula de mai înainte se aplică cu coeficientul de siguranță 2 pentru lucrări definitive și 1,50 pentru cele provizorii.

Refuzul r al pilotului se poate calcula cu formula:

$$r = 10\ e;$$

$$e = \frac{nFQH}{R(R+nF)} \cdot \frac{Q + 0{,}20\,(q+q_1)}{Q+q+q_1}.$$

Formula Engineering-News:

$$R = \frac{1}{K} \cdot \frac{QH}{e + 0{,}025} \text{ (berbec cu cădere liberă);} \qquad \text{(XII.17)}$$

$$R = \frac{1}{K} \cdot \frac{QH}{e + 0{,}0025} \text{ (berbec cu abur),}$$

în care $K = 6$ (K este coeficientul de siguranță).

Formula olandeză corectată:

$$R = \frac{1}{2Ke} \cdot \frac{Q^2 H}{Q+q} \cdot \frac{Q}{q}, \qquad \text{(XII.18)}$$

în care $K = 3$.

Capacitatea portantă a piloților verticali la acțiunea forțelor orizontale se determină pe baza tabelului XII.14.

1.2.4.3. *Capacitatea portantă a piloților stabilită prin încărcarea statică a piloților de probă.* Această metodă se recomandă pentru toate lucrările cu caracter definitiv cu excepția cazurilor arătate la paragraful precedent.

Metodologia este următoarea:

— baterea piloților de probă în aceleași condiții ca cei definitivi, până la cota din proiect;

— încărcarea lor în trepte cu sarcini aplicate static;

— citirea tasărilor piloților pentru diferite trepte de încărcare;

— desenarea diagramei de încărcare-tasare;

— descărcarea în trepte și desenarea diagramei de descărcare (fig. XII.38);

— stabilirea capacității portante.

Încărcarea trebuie să înceapă la pământuri necoezive la cel puțin 48 h, iar la pământuri coezive după 10 zile de la batere.

Tabelul XII.14

Sarcina orizontală admisibilă P_0 pe pilot

Pămînturile de sub talpa radierului	Adîncimea de calcul k_d a încastrării piloților în pămînt		P_0, tf					
			Piloți de lemn cu diametrul de cm			Piloți de beton armat cu dimensiunile secțiunii cm		
	Piloți de lemn	Piloți de beton armat	28	30	32	30×30	35×35	40×40
Nisipuri de îndesare mijlocie, nisipuri argiloase, argile nisipoase și argile plastic consistente	4,50 *d*	6 *d*	2,60	2,80	2,80	6,00	7,00	8,00
Nisipuri și nisipuri argiloase prăfoase, afînate, argile nisipoase și argile în stare plastic moale sau aglutinate	5 *d*	7 *d*	1,40	1,50	1,60	2,50	3,00	3,50
Mîluri, nisipuri argiloase, argile nisipoase și argile plastic curgătoare	6 *d*	8 *d*	0,50	0,50	0,60	1,00	1,50	2,00

Încercările trebuie executate în terenuri în echilibru stabil, analoge celor din exploatare și nu în pămînturi remaniate prin batere sau tulburate prin lucrări executate în apropiere. De aceea se va proceda la încărcări eșalonate ale piloților de probă.

Stabilirea capacității portante se face aplicînd coeficientul de siguranță 2 la sarcina de rupere. Ruperea se consideră că are loc în momentul în care pe curba de încărcare-tasare, tasările cresc foarte mult, la o creștere redusă a sarcinii.

Se poate considera, de asemenea, că ruperea s-a produs în cazul în care deformațiile ajung la valori de trei ori mai mari ca la treapta precedentă de încărcare.

În America (Uniform Building Code) se utilizează următoarele metode pentru determinarea capacității portante admisibile:

— 50% din sarcina pentru care cedează pilotul (cînd se constată o creștere exagerată a tasării la o creștere obișnuită a sarcinii);

— 50% din sarcina care dă o tasare netă de 0,25 mm pe 1 tf de sarcină.

L. A. Perez a propus la „Congresul internațional de mecanică a pămîntului și lucrări de fundații, Canada 1965", următoarea metodă pentru reducerea timpului necesar citirii rezultatelor.

Sub o sarcină q, menținută constantă, se citesc deplasările capului pilotului și se înregistrează pe un grafic, în funcție de logaritmul timpului (fig. XII.39).

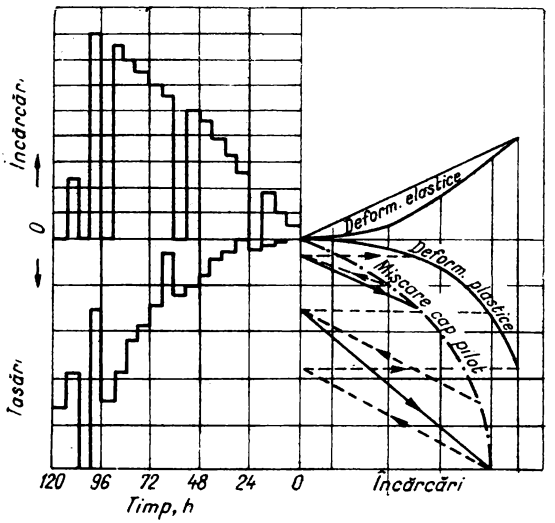


Fig. XII.38. Diagrama de încărcare-descărcare a piloților de probă.

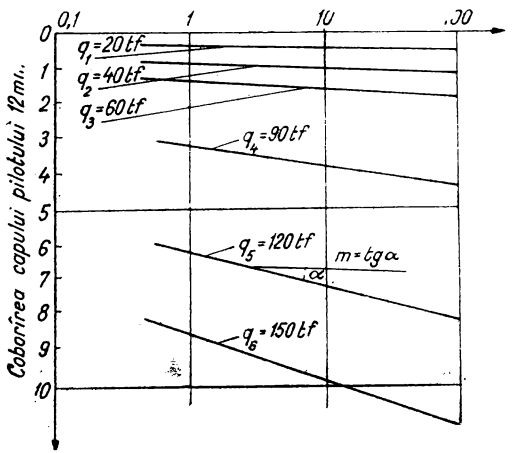


Fig. XII.39. Diagrama de coborîre a capului pilotului.

Cînd curba devine sensibil liniară, se prelungește cu o dreaptă pînă la 100 h. Se notează panta dreptei cu *m*. În curba de încărcare-tasare se utilizează ansamblul rezultatelor pentru 100 h.

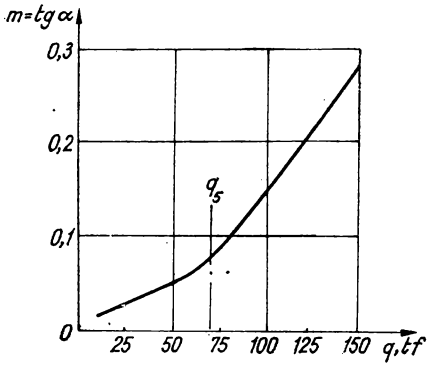


Fig. XII.40. Diagrama pantei *m* în funcție de sarcina aplicată.

Tabelul XII.15

Coeficientul de reducere a capacității portante la grupuri de piloți

l/e	K_u
⩽3,50	1,00
3,50—7,00	1,00—0,75
7,00—15,00	0,75—0,50

Pe un grafic (fig. XII.40) se înscriu valorile pantei *m* în funcție de sarcina *q*. Se obține o curbă care prezintă o frîntură. Se propune să se ia ca sarcină admisibilă sarcina *q*, corespunzătoare frînturii sau cel puțin o parte importantă din această sarcină.

Sarcina admisibilă P_g a unui pilot solicitat axial, lucrînd într-un grup de piloți, este mai mică decît a unui pilot solicitat axial, încărcat individual P_i. Pentru construcții sensibile la tasări mai mari, se recomandă reducerea acestor sarcini admisibile cu coeficientul de utilizare:

$$K_u = \frac{P_g}{P_i}. \qquad \text{(XII.19)}$$

La piloții flotanți pentru domeniul de proporționalitate încărcare-tasare, valorile lui K_u sînt date în tabelul XII.15, unde l este lungimea pilotului, în m, iar e — distanța între piloți, în m.

Observație. Pentru grupurile cuprinzînd mai mult de 10 piloți, valorile lui K_u din tabel se reduc cu 20%.

În fig. XII.41 se dau diagramele, după metoda Converse-Labarre, de eficiență a grupurilor de piloți lucrînd prin frecare.

La piloții purtători pe vîrf, rezemați pe un strat nestîncos:

$$K_u = \frac{1}{1 + 1{,}7\,\frac{d}{e}}, \qquad \text{(XII.20)}$$

unde: e este distanța între piloți, în cm;
d — diametrul sau lățimea secțiunii patrate, în cm.

1.2.5. Stabilirea eforturilor în piloți. 1.2.5.1. *Metode aproximative de calcul.* În aceste metode nu se ține seama de deformațiile elastice ale sistemului de piloți, radierul și piloții i fiind considerați ca elemente rigide.

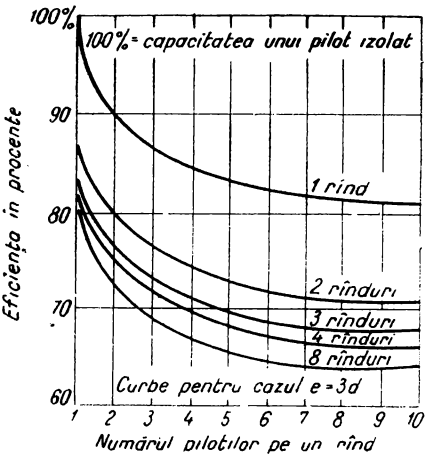


Fig. XII.41. Diagrame de eficiență a grupurilor de piloți, lucrînd prin frecare.

În cazurile în care rezultanta forțelor exterioare este paralelă cu direcția piloților și dacă aceștia sînt dispuși uniform și simetric față de punctul de aplicație al forței, încărcarea se repartizează uniform la toți piloții.

În celelalte cazuri se poate utiliza metoda trapezului (fig. XII.42) care conduce de asemenea la o încărcare uniformă a piloților. Presiunile extreme ale trapezului sînt date de formula:

$$\sigma_{1,2} = \frac{R_v}{F}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right).$$

În cazul unei fundații pe piloți verticali, acționați de o forță excentrică (fig. XII.43), efortul în piloți se poate calcula cu formula:

$$P = \frac{R_v}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2}, \qquad \text{(XII.21)}$$

unde: R_v este componenta normală a rezultantei;

n — numărul piloților;

$M_x = Ny_c$;

$M_y = Nx_c$;

x_i, y_i sînt ordonatele pilotului pentru care se determină efortul;

x_c, y_c — distanțele de la punctul de aplicare a forței N la cele două axe de coordonare $y - y$ și $x - x$.

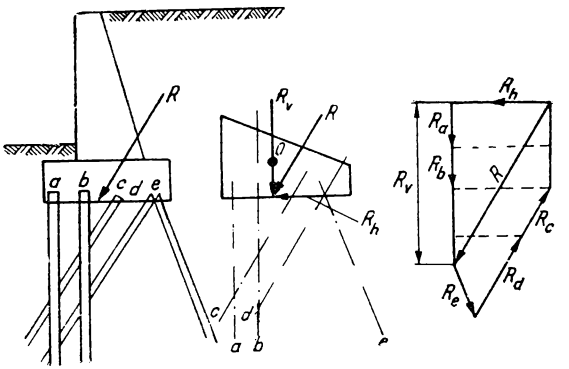


Fig. XII.42. Metoda grafică de calcul a trapezului.

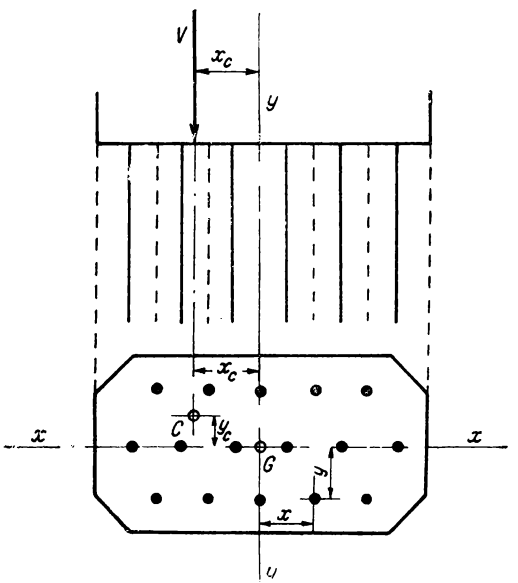


Fig. XII.43. Calculul analitic aproximativ al eforturilor în piloți.

Metoda grafică a lui Culmann (fig. XII.44) se aplică în cazul a trei direcții de piloți neconcurente și constă din următoarele :

— în cazul în care după o direcție sînt prevăzuți mai mulți piloți, aceștia pot fi înlocuiți cu unul singur, echivalent, plasat în centrul de greutate al grupului. Se prelungește apoi linia de acțiune a rezultantei forțelor exterioare R pînă la intersecția cu axa pilotului vertical A ;

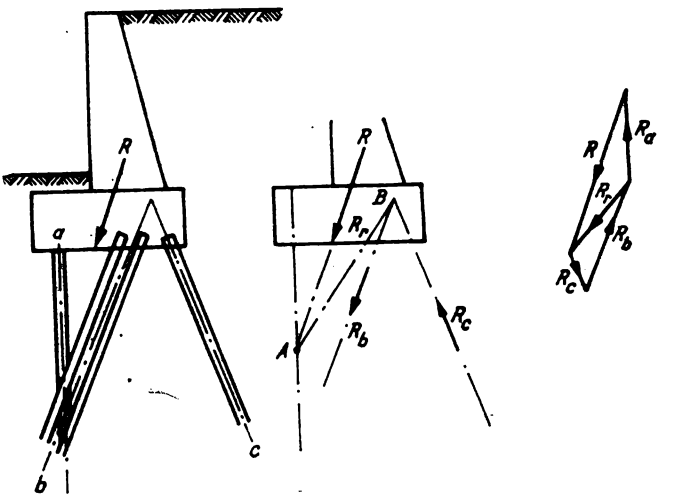


Fig. XII.44. Metoda grafică de calcul a lui Culmann.

— acest punct se unește cu intersecția celorlalți piloți $\overline{AB}$. Rezultanta R se descompune după direcția pilotului vertical și dreapta $\overline{AB}$. Componenta rezultată după direcția $\overline{AB}$ se descompune după direcțiile piloților înclinați.

Metoda lui Culmann se recomandă, în special, în cazul radierelor joase, cînd intervin forțe orizontale importante și cînd piloții sînt repartizați foarte neuniform.

Metoda lui Culmann poate fi considerată exactă în cazul în care rezultanta forțelor exterioare trece prin centrul elastic al sistemului de piloți. Centrul elastic este caracterizat prin aceea că orice forță care trece prin acest punct dă naștere la deplasări orizontale și verticale fără rotirea radierului.

În cazul a trei direcții, dacă după fiecare direcție sînt dispuși același număr de piloți, centrul elastic corespunde cu centrul de greutate al triunghiului ale cărui vîrfuri sînt date de intersecția celor trei direcții luate două cîte două (fig. XII.45).

O altă metodă aproximativă (fig. XII.46) foarte simplă constă în următoarele :

— descompunerea rezultantei R într-o componentă normală R_v și una orizontală R_h ;

— se consideră toți piloții verticali, sarcina pe un pilot fiind :

$$V_n = \frac{R_v}{n} \pm \frac{R_v e}{\Sigma x^2} x ;$$

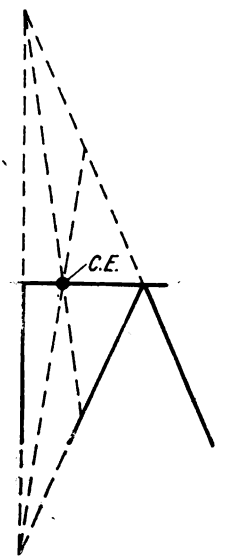


Fig. XII.45. Determinarea centrului elastic al sistemului de piloți.

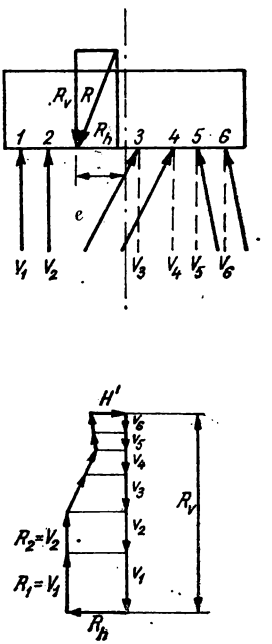


Fig. XII.46. Metodă aproximativă pentru calculul eforturilor în piloți. $l = e$.

— se admite că fiecare pilot este supus la o sarcină axială R_1, R_2 etc. a cărei componentă verticală este egală cu sarcina verticală calculată cu formula de mai înainte :

$$R_n = \frac{V_n}{\cos \alpha},$$

α fiind unghiul pilotului cu verticala.

Prin ipoteză, înclinarea piloților trebuie să fie astfel ca poligonul forțelor să fie închis ($H' = 0$).

Se consideră acceptabilă și soluția în care $H' < 0{,}5$ t.

1.2.5.2. *Metode exacte de calcul.* a) Metoda lui Nöckentved. Se consideră că piloții sînt articulați în radier și teren și că lucrează elastic; radierul este considerat rigid. Calculul poate fi adaptat și pentru încastrarea la una din extremități sau la amîndouă. Această metodă folosește centrul elastic. Se consideră o distribuție de piloți oarecare.

Se stabilește valoarea și direcția rezultantei R' a eforturilor din piloți, care iau naștere datorită unei deplasări unitare verticale a radierului și rezultantei R'', a eforturilor

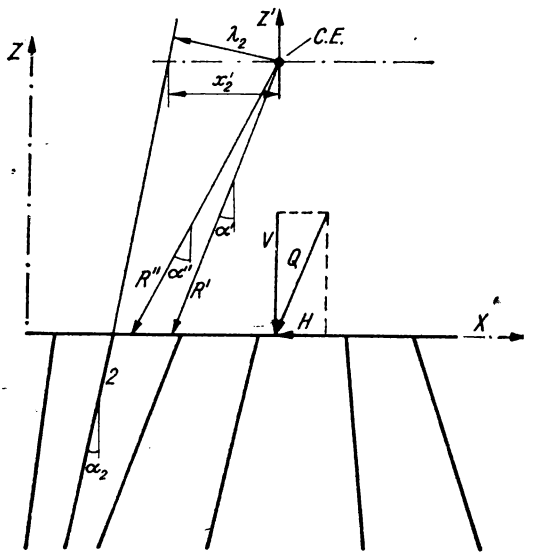


Fig. XII.47. Metoda de calcul a lui Nöckentved.

din piloți care iau naștere datorită unei deplasări unitare orizontale a radierului. La intersecția lui R' și R'' se găsește centrul elastic al sistemului de piloți (fig. XII.47).

Formula de calcul stabilită de Nokentved pentru eforturile în piloți este

$$P_i = -C_i \cos\alpha_i \left(\frac{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha_i}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} \cdot \frac{V}{\Sigma nC\cos^2\alpha} + \right.$$

$$\left. + \frac{\operatorname{tg}\alpha_i - \operatorname{tg}\alpha'}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha''} \cdot \frac{H}{\Sigma nC\cos^2\alpha\operatorname{tg}\alpha} + x_i' \frac{M}{I_0} \right), \qquad \text{(XII.22)}$$

în care: α_i este unghiul pe care îl face axa pilotului respectiv cu verticala;

V, H — componentele verticală și orizontală ale rezultantei forțelor exterioare;

α', α'' — înclinările rezultantelor R' și R'' față de verticală;

$$\operatorname{tg}\alpha' = \frac{\Sigma n\,C\cos^2\alpha\operatorname{tg}\alpha}{\Sigma n\,C\cos^2\alpha};$$

$$\operatorname{tg}\alpha'' = \frac{\Sigma n\,C\cos^3\alpha\operatorname{tg}^2\alpha}{\Sigma n\,C\cos^2\alpha\operatorname{tg}\alpha}; \qquad \text{(XII.23)}$$

$n = \frac{1}{a}$, unde a este distanța între rîndurile de piloți cu dispoziție identică în plan vertical

$C = \frac{EF}{L}$ — în care E, F și L sînt respectiv modulul de elasticitate, secțiunea și lungimea de calcul a pilotului $\left(\frac{EF}{L}\right.$ nu intervine în formulă în cazul în care toți piloții au aceleași dimensiuni$\left.\right)$;

M — momentul rezultantei forțelor exterioare în raport cu centrul elastic ale cărui coordonate X_0 și Z_0 sînt date de expresiile:

$$X_0 = \frac{\frac{\operatorname{tg}\alpha''}{\operatorname{tg}\alpha'} \cdot \frac{\Sigma n\, C \cos^2 \alpha x}{\Sigma n\, C \cos^2 \alpha} - \frac{\Sigma n\, C \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha x}{\Sigma n\, C \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha}}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'} \operatorname{tg}\alpha';$$

$$Z_0 = \frac{\frac{\Sigma n\, C \cos^2 \alpha x}{\Sigma n\, C \cos^2 \alpha} - \frac{\Sigma n\, C \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha x}{\Sigma n\, C \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \alpha}}{\operatorname{tg}\alpha'' - \operatorname{tg}\alpha'}.$$

Valorile lui x' și I_0 din formulă sînt date de expresiile:

$x' = x + Z_0 \operatorname{tg} \alpha - X_0$ (abscisa pilotului luînd ca origine centrul elastic);

$$I_0 = \Sigma n\, C \cos^2 \alpha x'^2.$$

În mod practic, calculul poate fi efectuat tabelar.

În cazul simetriei piloților formula devine:

$$P_i = n_i C_i \cos \alpha_i \left[\frac{V}{\Sigma n\, C \cos^2 \alpha} + \frac{H \operatorname{tg} \alpha_i}{\Sigma n\, C \cos^2 \alpha \operatorname{tg}^2 \alpha} + \frac{Mx'}{I_0}\right]. \quad \text{(XII.24)}$$

În cazul în care rezultanta forțelor exterioare trece prin centrul elastic al sistemului de piloți, $M = 0$, ultimul termen din formulă se anulează.

b) Metoda analitică pe baza deformațiilor (cazul încastrării piloților în radier, fig. XII.48).

Reacțiunea longitudinală a unui pilot este:

$$P = K_i \delta_i.$$

Reacțiunea transversală a unui pilot este:

$$T = K_t \, \delta_t . \qquad \text{(XII.25)}$$

Momentul de încastrare al pilotului este:

$$M = m_t \, \delta_t - m_a \, \alpha .$$

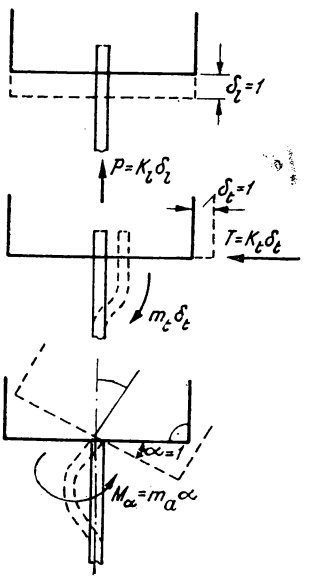


Fig. X.II.48. Metoda de calcul a deformațiilor.

În formula (XII.25):

K_l este coeficientul de proporționalitate dintre forța axială și deformația axială, în kgf/m; se determină din încercările de probă făcute la încărcarea pilotului;

K_t — coeficientul de proporționalitate între forța transversală și deplasarea transversală, în kg/m;

$m_t = \dfrac{K}{2\lambda^2}$ exprimă relația dintre forța transversală și rotația produsă la capul pilotului, kg/rad;

$m_a = \dfrac{K}{2\lambda^3}$ exprimă relația între momentul încovoietor și rotația produsă la capătul pilotului;

δ_l — deplasarea longitudinală a pilotului;

δ_t — deplasarea transversală a pilotului;

$\delta_t = \Delta x \cos \varphi + \Delta y \sin \varphi + \alpha x \sin \varphi$;

$\delta_t = \Delta x \sin \varphi - \Delta y \cos \varphi - \alpha x \cos \varphi$;

$K_t = \frac{K}{\lambda}$, unde K și λ au semnificațiile din formula cunoscută:

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{K}{4EI}},$$

în care E și I sînt caracteristicile pilotului, deci:

$$\left.\begin{aligned} P &= K_t (\Delta x \cos \varphi + \Delta y \sin \varphi + \alpha x \sin \varphi); \\ T &= \frac{K}{\lambda} (\Delta x \sin \varphi - \Delta y \cos \varphi - \alpha x \sin \varphi); \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XII.26)}$$

unde φ este unghiul pe care îl face pilotul cu orizontala, iar α rotirea la capul pilotului, în radiani.

Necunoscutele (deformațiile) Δx, Δy și α rezultă prin rezolvarea sistemului:

$$\left.\begin{aligned} X_x \Delta x + X_y \Delta y + X_\alpha \alpha + X &= 0; \\ Y_x \Delta x + Y_y \Delta y + Y_\alpha \alpha + Y &= 0; \\ M_x \Delta x + M_y \Delta y + M_\alpha \alpha + M &= 0, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XII.27)}$$

unde: X_x, Y_x, M_x sînt componentele reacțiunii piloților în urma deplasării orizontale unitare a radierului;

X_y, Y_y, M_y — idem pentru o deplasare unitară verticală;

X_α, Y_α M_α — idem pentru o rotație unitară;

X, Y, M — solicitări exterioare.

Valorile acestor componente sînt date de relațiile:

$$X_x = -\Sigma \cos^2 \varphi (K_t - K_t) - nK_t;$$

$$Y_x = \frac{1}{2} \Sigma (K_t - K_t) \sin 2\varphi;$$

$$M_x = \frac{1}{2} (K_t - K_t) \Sigma_x \sin 2\varphi + m_t \Sigma \sin \varphi;$$

$$X_y = Y_x;$$

$$Y_y = -\Sigma (K_l \sin^2 \varphi + K_t \cos^2 \varphi); \qquad \text{(XII.28)}$$

$$M_y = -\Sigma (K_l \sin^2 \varphi + K_t \cos^2 \varphi)\, x - m_t \Sigma \cos \varphi;$$

$$X_\alpha = M_x;$$

$$Y_\alpha = M_y;$$

$$M_\alpha = -\Sigma [(K_l \sin^2 \varphi + K_t \cos^2 \varphi)\, x]^2 - m_t \Sigma x \cos \varphi - m_\alpha n.$$

Defectul metodei descrise mai înainte precum și a altor metode asemănătoare este că ele se aplică pentru o dispoziție de piloți aleasă anticipat, și în cazul în care eforturile găsite nu sînt corespunzătoare, calculul trebuie reluat pentru altă dispoziție. Pentru remediere se recomandă în general următorul procedeu :

— se alege inițial un sistem avînd numai trei direcții de piloți;

— se determină centrul elastic;

— sistemul de piloți se așază astfel, față de radier, încît rezultanta forțelor exterioare să treacă prin centrul elastic. Dacă piloții așezați în această dispoziție nu sînt cuprinși în totalitate în perimetrul radierului, dispozitivul trebuie modificat și operația repetată.

Pentru mai multe cazuri de încărcare, centrul elastic trebuie plasat cît mai aproape de intersecția celor două rezultante (pentru două cazuri de încărcare) sau cît mai aproape de pozițiile forțelor exterioare.

1.2.6. **Calculul tasării fundațiilor pe piloți.** Pentru cazul piloților purtători pe vîrf se consideră tasarea corespunzătoare deformației straturilor de sub vîrful piloților, care se calculează considerînd că încărcarea se aplică în acest plan pe o suprafață egală cu a radierului.

Pentru piloții flotanți se poate considera că terenul se consolidează sub planul situat la o treime din lungimea piloților măsurată de la vîrful lor, ca și cum construcția ar fi așezată pe un radier elastic situat la acest nivel (fig. XII.49).

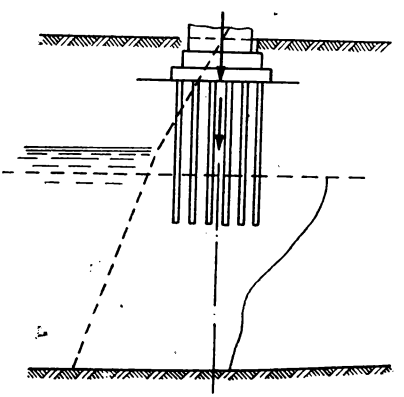


Fig. XII.49. Calculul tasării fundațiilor pe piloți.

1.3. FUNDAȚII PE COLOANE

Acest sistem de fundații constă dintr-un număr de elemente tubulare de beton armat cu pereți subțiri, alcătuite din tronsoane și introduse în pămînt prin vibrare.

Fundațiile pe coloane înlocuiesc în multe cazuri fundațiile pe chesoane cu aer comprimat, putînd fi utilizate pentru lucrări care se execută în ape adînci și în terenuri neconsistente.

Aceste fundații pot fi împărțite în trei categorii:

- fundații pe piloți coloane cu $\varnothing$ exterior 0,60—1,00 m;
- fundații pe coloane cu $\varnothing$ exterior 1,00—2,50 m;
- fundații pe puțuri coloane cu $\varnothing$ exterior 3,00—6,00 m.

Grosimile minime ale pereților variază între 8—12 cm.

Golul coloanelor cu $\varnothing > 1$ m, avînd grosimea pereților de cel puțin 12 cm, trebuie umplut de regulă cu beton.

În cazul în care aceste coloane se proiectează cu pereți îngroșați, care preiau sarcinile de calcul chiar în lipsa betonului de umplutură, se recomandă a se executa un dop de beton.

Lumina între coloane se ia de minimum 0,60—0,80 $\varnothing$; pentru coloane cu $\varnothing > 1$ m lumina se ia de minimum 1 m. Cînd coloanele lucrează ca piloți flotanți, distanța între axele lor se ia de minimum 3 $\varnothing$.

Tronsoanele coloanelor pot fi executate neprecomprimat pînă la 25—30 m lungime totală.

Tronsoanele coloanelor cu $\varnothing < 2$ m se execută orizontal prin centrifugare. Pentru coloane cu $\varnothing > 2$ m, execuția are loc în tipare verticale metalice, folosindu-se vibratoare de cofraj.

Tronsoanele curente sînt prevăzute cu flanșe metalice la ambele capete, care servesc la asamblarea coloanei pe măsura introducerii acesteia în pămînt. În fig. XII.50 este

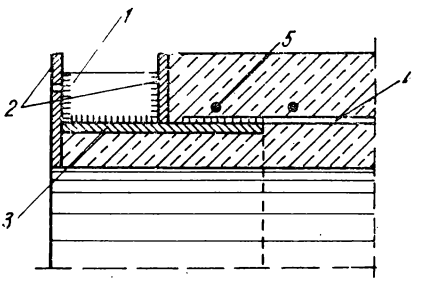


Fig. XII.50. Prinderea flanșei de capul tronsonului:

1 — nervură de rigidizare; *2* — inel flanșă; *3* — ramă flanșă; *4* — armătură longitudinală; *5* — fretă.

arătată prinderea flanșei de capul unui tronson. Vibratorul se fixează de coloană prin capul de fixare, cu ajutorul unor buloane (fig. XII.51).

Capătul inferior al coloanei (ultimul tronson) se consolidează cu un cuțit metalic care poate fi montat de la început, în locul flanșei, la confecționarea tronsonului inferior al

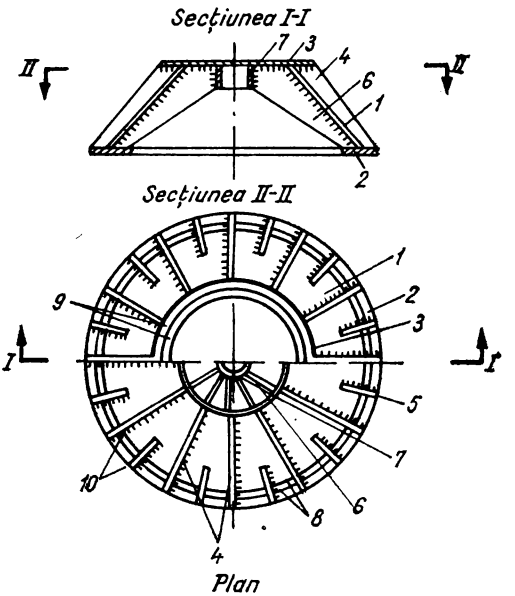


Fig. XII.51. Capul de fixare al coloanei:
1 — cadrul conic; *2* — inel; *3* — placă; *4* — nervuri exterioare lungi; *5* — idem scurte; *6* — nervuri interioare; *7* — cilindru; *8* — găuri pentru fixarea capului de coloană; prin buloane; *9* — găuri pentru fixarea vibratorului de cap; *10* — îmbinări sudate

coloanei sau poate fi montat de la început, în locul flanșei, la confecționarea tronsonului inferior al coloanei și poate fi legat prin șuruburi de flanșe.

1.3.1. **Calculul coloanelor.** Acest calcul se poate face prin metoda expusă în normativul sovietic pentru proiectarea și execuția fundaliilor pe coloane la poduri, 1965.

Calculul unei fundații formată dintr-o singură coloană. Acest calcul se poate aplica și în cazul unei fundații formată dintr-un șir de coloane dispuse în același plan, perpendicular pe linia de acțiune a forțelor.

Se determină:

— lățimea de calcul $b_p = 0{,}9(d + 1)$, unde d este diametrul exterior al coloanei;

— coeficientul de formare α:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_p}{EI}}, \qquad \text{(XII.29)}$$

unde m se ia din tabelul XII.16.

Tabelul XII.16

Coeficientul m pentru pământuri

Nr. crt.	Denumirea pământului	Valoarea m, t/m^4
1	Argile și argile prăfoase în stare plastic curgătoare, mîluri	100—200
2	Argile prăfoase, argile nisipoase și argile în stare plastic moale, nisipuri prăfoase, nisipuri în stare afînată	200—400
3	Argile prăfoase, argile nisipoase și argile în stare plastic-consistentă, nisipuri fine și medii	400—600 [1])
4	Argile nisipoase, argile prăfoase, argile în stare tare, nisipuri mari	500—1 000 [1])
5	Nisipuri cu pietriș, pămînturi cu blocuri	1 000—2 000 [1])

[1]) Pentru nisipuri și nisipuri argiloase îndesate se majorează cu 30%

— deplasarea coloanei δ_{H-H} și rotirea acesteia δ_{M-H} în urma aplicării unei forțe unitare $H = 1$ la suprafața terenului (fig. XII.52);
— deplasarea δ_{H-M} și rotirea δ_{M-M} datorită aplicării unui moment unitar $M = 1$ la suprafața terenului;

$$\left.\begin{aligned} \delta_{H-H} &= \frac{1}{\alpha^3 EI} A_0 ; \\ \delta_{M-H} = \delta_{H-M} &= \frac{1}{\alpha^2 EI} B_0 ; \\ \delta_{M-M} &= \frac{1}{\alpha EI} C_0 . \end{aligned}\right\} \text{Pentru terenuri stîncoase} \qquad \text{(XII.30)}$$

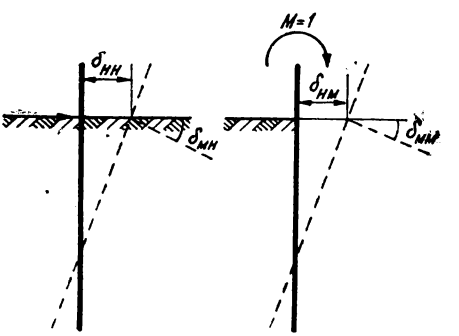


Fig. XII.52. Deplasările coloanelor.

Valorile coeficienților A_0, B_0 C_0 se iau din tabelul XII.17 în funcție de $\bar{h} = \alpha h$:

Tabelul XII.17

Valorile A_0, B_0, C_0, pentru terenuri stîncoase

h	A_0	B_0	C_0	h	A_0	B_0	C_0
0	0	0	0	1,50	1,014	1,028	1,415
0,10	0	0,005	0,100	1,60	1,186	1,134	1,480
0,20	0,003	0,020	0,200	1,70	1,361	1,232	1,535
0,30	0,009	0,045	0,300	1,80	1,532	1,321	1,581
0,40	0,021	0,080	0,400	1,90	1,693	1,397	1,617
0,50	0,042	0,125	0,500	2,00	1,841	1,460	1,644
0,60	0,072	0,180	0,600	2,20	2,080	1,545	1,675
0,70	0,114	0,245	0,700	2,40	2,240	1,586	1,685
0,80	0,170	0,319	0,798	2,60	2,330	1,596	1,687
0,90	0,241	0,402	0,896	2,80	2,371	1,593	1,687
1,00	0,329	0,494	0,992	3,00	2,385	1,586	1,690
1,10	0,433	0,593	1,086	3,50	2,389	1,584	1,711
1,20	0,556	0,698	1,176	4,00	2,401	1,600	1,732
1,30	0,695	0,807	1,262	4,50	2,417	1,613	1,743
1,40	0,849	0,918	1,342	5,00	2,426	1,618	1,746

$$\delta_{H-H} = \frac{1}{\alpha^3 EI} \cdot \frac{A_{01} + K_h B_{01}}{C_{01} + K_h D_{01}};$$

$$\delta_{M-H} = \delta_{H-M} = \frac{1}{\alpha^2 EI} \cdot \frac{A_{02} + K_h B_{02}}{C_{01} + K_h D_{01}};$$

$$\delta_{M-M} = \frac{1}{\alpha EI} \cdot \frac{C_{02} + K_h D_{02}}{C_{01} + K_h D_{01}}.$$

Pentru terenuri nestîncoase (XII.31)

Valorile A_{01}, A_{02}, B_{01}, B_{02}, C_{01}, C_{02}, D_{01} D_{02} se iau din tabelul XII.18 în funcție de $\bar{h} = \alpha h$:

$$K_h = \frac{C}{\alpha E} \cdot \frac{\mathcal{J}_b}{I}, \qquad \text{(XII.32)}$$

unde $\mathcal{J}_b$ este momentul de inerție al bazei coloanei: $C = m h$.

Tabelul XII.18

Valorile $A_{01}...A_{02}...$ pentru terenuri nestîncoase

h	A_{01}	B_{01}	C_{01}	D_{01}	A_{02}	B_{02}	C_{02}	D_{02}	A_{01}/C_{01}	A_{02}/C_{02}	C_{02}/C_{01}
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
0	0	1,000	0	0	0	0	0	0	∞	∞	∞
0,10	0	1,000	0	0,005	0	0	0,005	0,001	3770,490	54098,4	81967,200
0,20	0	1,000	0	0,020	0,003	0	0,020	0,004	424,770	2807,28	21028,600
0,30	0,002	1,000	0	0,045	0,009	0,002	0,045	0,014	196,130	869,570	4347,970
0,40	0,006	1,001	0	0,080	0,021	0,005	0,080	0,032	111,940	372,930	1399,070
0,50	0,016	1,004	0	0,125	0,042	0,013	0,125	0,063	72,100	192,210	576,830
0,60	0,032	1,009	0,001	0,180	0,072	0,027	0,180	0,108	50,010	111,180	278,130
0,70	0,060	1,020	0,002	0,245	0,114	0,050	0,246	0,172	36,740	70,000	150,240
0,80	0,102	1,038	0,004	0,321	0,171	0,085	0,322	0,256	28,110	46,880	88,180
0,90	0,164	1,069	0,007	0,407	0,244	0,137	0,408	0,365	22,240	39,010	55,310
1,00	0,251	1,117	0,014	0,504	0,335	0,209	0,507	0,502	18,030	24,100	36,480
1,10	0,367	1,188	0,025	0,614	0,447	0,306	0,619	0,670	14,910	18,160	25,120
1,20	0,522	1,291	0,041	0,736	0,583	0,434	0,746	0,872	12,550	14,040	17,940
1,30	0,721	1,435	0,067	0,872	0,747	0,599	0,890	1,114	10,720	11,10	12,230
1,40	0,973	1,631	0,105	1,026	0,940	0,809	1,056	1,401	9,260	8,950	10,050

(*Tabelul XII. 18* (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1,50	1,289	1,893	0,159	1,200	1,170	1,071	1,247	1,737	8,100	7,350	7,840
1,60	1,681	2,238	0,235	1,400	1,440	1,394	1,473	2,131	7,150	6,130	6,270
1,70	2,161	2,683	0,339	1,625	1,759	1,789	1,740	2,592	6,370	5,190	5,130
1,80	2,747	3,251	0,480	1,889	2,137	2,269	2,061	3,130	5,730	4,460	4,300
1,90	3,458	3,969	0,666	2,199	2,584	2,849	2,451	3,760	5,190	3,880	3,680
2,00	4,318	4,868	0,912	2,567	3,116	3,546	2,929	4,500	4,740	3,420	3,210
2,20	6,610	7,363	1,640	3,534	4,518	5,385	4,248	6,402	4,030	2,760	2,590
2,40	9,955	11,131	2,824	4,953	6,570	8,022	6,288	9,092	3,530	2,330	2,230
2,60	14,868	16,747	4,701	7,072	9,629	11,821	9,463	12,972	3,160	2,050	2,010
2,80	22,157	25,065	7,627	10,264	14,257	17,336	14,403	18,664	2,920	1,870	1,890
3,00	33,088	37,381	12,135	15,092	21,329	25,427	22,068	27,126	2,730	1,760	1,820
3,50	92,209	101,369	36,858	41,018	60,476	67,498	64,770	72,048	2,500	1,640	1,760
4,00	266,060	279,996	109,012	114,722	176,709	185,996	190,834	200,049	2,440	1,620	1,750
4,50	788,090	795,764	324,088	327,749	525,455	529,831	567,247	571,666	2,430	1,620	1,750
5,00	2382,000	2324,47	979,678	956,662	1588,43	1549,610	1713,280	1672,28	2,430	1,620	1,750

Pentru $\bar{h} > 3$ se poate lua în formulă $K_h = 0$:
— deplasarea și rotirea la nivelul terenului

$$Y_0 = M_1^e \, \delta_{HM} + H_1 \, \delta_{H-H};$$

$$\varphi_0 = M_1^e \, \delta_{MM} + H_1 \, \delta_{M-H}; \qquad \text{(XII.33)}$$

— deplasarea vîrfului pilei

$$a' = Y_0 + \varphi_0 (l_0 + l_p) + \delta_0, \qquad \text{(XII.34)}$$

unde: l_0 este lungimea totală a coloanei;
l_p — lungimea de la capul coloanei pînă la nivelul superior al pilei;
δ_0 — deformația elastică a pilei.

Valorile solicitărilor la adîncimea Z sînt:

$$M_z = \alpha EI \, (\alpha Y_0 A_3 - \varphi_0 B_3) + M_1^B C_3 + \frac{H_1}{\alpha} D_3;$$

$$Q_z = \alpha^2 E I \, (\alpha Y_0 A_4 - \varphi_0 B_4) + \alpha M_1^B C_4 + H_1 D_4; \qquad \text{(XII.35)}$$

$$\sigma_z = \frac{m}{\alpha} \bar{Z} \left(Y_0 A_1 - \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_1^B}{\alpha^2 EI} C_1 + \frac{H_1}{\alpha^3 EI} D_1 \right).$$

Valorile lui A_1, B_1, C_1, D_1 A_3, B_3, C_3, D_3 și A_4, B_4, C_4, D_4 se dau în tabelul XII.19 în funcție de $\angle = \alpha Z$.

Pentru $Z \geqslant 5$, M_z, Q_z, σ_z pot fi considerate nule.

Introducînd în formula lui M_z valorile A_1, B_1, C_1, D_1 corespunzător lui $\bar{Z} = \bar{h} = \alpha h$ se obține momentul $M_z = M_h$, care acționează la baza coloanei:

$$\sigma_{max.\,min} = \frac{N_h}{F_b} \pm \frac{M_h}{W_b}, \qquad \text{(XII.36)}$$

în care: $N_h = N + G - T$;
G — greutatea coloanei;
T — frecarea pe suprafața laterală;
N — sarcina verticală;
F_b — secțiunea bazei coloanei;
W_b — W la baza coloanei.

Tabelul XII.19

Valorile A_1, B_1.....; A_3, B_3.....; A_4, B_4,.....

Z	A_1	B_1	C_1	D_1	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0	1	0	0	0	0	0	1,000	0	0	0	0	1,000
0,10	1,000	0,100	0,005	0,000	−0,002	0	1,000	0,100	−0,005	0	0	1,000
0,20	1,000	0,200	0,020	0,001	−0,001	0	1,000	0,200	−0,002	0	0	1,000
0,30	1,000	0,300	0,045	0,004	−0,0045	−0,001	1,000	0,300	−0,045	0,003	−0,001	1,000
0,40	1,000	0,400	0,080	0,011	−0,011	−0,002	1,000	0,400	−0,080	−0,009	−0,003	1,000
0,50	1,000	0,500	0,125	0,021	−0,021	−0,005	0,999	0,500	−0,125	−0,021	−0,008	0,999
0,60	0,999	0,600	0,180	0,036	−0,036	−0,011	0,998	0,600	−0,180	−0,042	−0,016	0,997
0,70	0,999	0,700	0,245	0,057	−0,057	−0,020	0,996	0,700	−0,245	−0,072	−0,030	0,994
0,80	0,997	0,800	0,320	0,085	−0,085	−0,034	0,992	0,798	−0,320	−0,114	−0,051	0,989
0,90	0,995	0,898	0,405	0,121	−0,121	−0,055	0,985	0,897	−0,404	−0,171	−0,082	0,980
1,00	0,992	0,997	0,499	0,166	−0,166	−0,083	0,975	0,994	−0,500	−0,243	−0,125	0,967
1,10	0,987	1,095	0,604	0,222	−0,221	−0,122	0,960	1,090	−0,603	−0,333	−0,183	0,946
1,20	0,979	1,192	0,718	0,288	−0,287	−0,173	0,938	1,183	−0,716	−0,443	−0,259	0,917
1,30	0,969	1,287	0,841	0,365	−0,365	−0,238	0,907	1,273	−0,838	−0,574	−0,356	0,877
1,40	0,955	1,379	0,974	0,456	−0,455	−0,319	0,866	1,358	−0,967	−0,730	−0,479	0,821
1,50	0,937	1,468	1,115	0,560	−0,559	−0,420	0,810	1,437	−1,103	−1,116	−0,630	0,748

1,60	0,913	1,553	1,264	0,678	−0,676	−0,543	0,739	1,507	−1,248	−1,350	−0,815	0,652
1,70	0,882	1,633	1,421	0,812	−0,809	−0,691	0,646	1,56	−1,396	−1,614	−1,036	0,529
1,80	0,843	1,706	1,584	0,961	−0,956	−0,867	0,530	1,612	−1,547	−1.906	−1,299	0,374
1,90	0,795	1,770	1,752	1,126	−1,118	−1,074	0,385	1,640	−1,69	−2,228	−1,608	0,181
2,00	0,735	1,823	1,924	1,308	−1,295	−1,314	0,207	1,646	−1,848	−2,578	−1,966	−0,057
2,20	0,575	1,887	2,272	1,720	−1,693	−1,906	−0,271	1,575	−2,125	−3,360	−2,849	−0,692
2,40	0,347	1,874	2,609	2,195	−2,141	−2,663	−0,949	1,352	−2,339	−4,228	−3,973	−1,592
2,60	0,033	1,755	2,907	2,724	−2,621	−3,600	−1,877	0,917	−2,437	−5,140	−5,355	−2,821
2,80	−0,385	1,490	3,128	3,288	−3,103	−4,718	−3,108	0,197	−2,346	−6,023	−6,990	−4,445
3,00	−0,928	1,037	3,225	3,858	−3,541	−6,000	−4,688	−0,891	−1,969	−6,765	−8,840	−6,520
3,50	−2,928	−1,272	−2,463	4,980	−3,919	−9,544	−10,340	−5,854	1,074	−6,789	−13,692	−13,826
4,00	−5,853	−5,941	−0,927	4,548	−1,614	−11,731	−17,919	−15,075	9,244	−0,358	−15,611	−23,140
4,50	−9,059	−13,416	−8,773	0,255	6,640	−7,610	−24,084	−28,484	25,23	19,892	−6,092	−29,105
5,00	−10,394	−22,476	−22,428	−11,158	24,977	11,949	−29,601	−41,355	−49,085	62,705	30,075	−17,676

Momentele încovoietoare și forțele axiale care acționează la secțiunile radiale ale coloanei goale (adică în secțiunile ale căror planuri trec prin axul coloanei), la adîncimea Z sînt date de formulele:

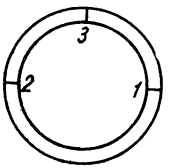


Fig. XII.53. Schemă pentru calculul secțiunilor radiale ale coloanelor.

$$\left.\begin{aligned} M_1 &= K_0 j_1 q R_m; \\ N_1 &= K_0 i_1 q R_m; \\ M_2 &= K_0 j_2 q R_m; \\ N_2 &= -K_0 i_2 q; \\ M_3 &= -K_0 j_3 q; \\ N_3 &= K_0 i_3 q, \end{aligned}\right\} \qquad \text{(XII.37)}$$

în care M_1, M_2, M_3 respectiv N_1, N_2, N_3 lucrează în punctele *1*, *2*, *3* din fig. XII.53 iar j_1, j_2, j_3, i_1, i_2, i_3 sînt coeficienți fără dimensiuni care se calculează cu ajutorul diagramei din fig. XII.54., *a*, și XII.54, *b* în funcție de parametrul:

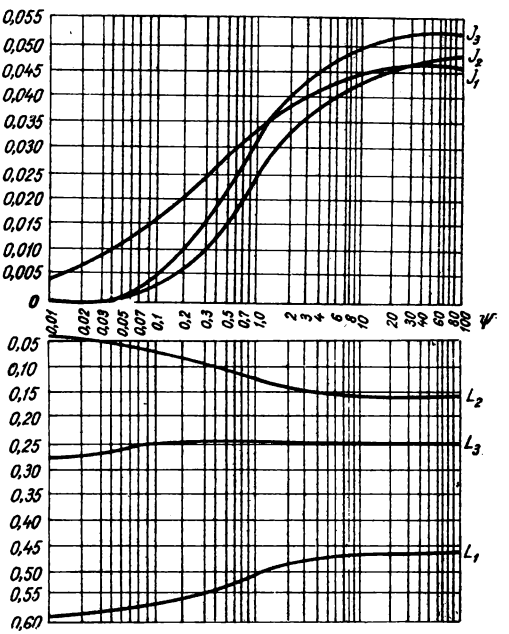


Fig. XII.54. Diagrama variației coeficienților j și i în funcție de parametrul ψ.

$$\psi = \frac{E\,d}{mzR_m b_p} \cdot \left(\frac{\delta}{R_m}\right)^3 ; \qquad \text{(XII.38)}$$

$K_0 = 1$ — coeficient, care în afară de secțiunile de sub cota unde $\sigma_z = 0$, cînd se ia $K_0 = 0{,}75$;

$q = \sigma_z b_p$;

R_m — raza medie a secțiunii transversale;

δ — grosimea peretelui coloanei.

1.4. ZIDURI DE SPRIJIN

Zidurile de sprijin se clasifică astfel: ziduri de greutate, ziduri mixte slab armate, ziduri de beton armat și ziduri de beton armat prefabricate.

1.4.1. **Ziduri de sprijin de greutate.** Pot fi executate din zidărie de piatră brută, zidărie de apareiaj și în special din beton simplu. Stabilitatea acestor ziduri se realizează în special prin contribuția greutății proprii, poziția centrului de greutate și frecarea între zid și pămînt

Acest tip de ziduri de sprijin are, în general, o secțiune trapezoidală realizată în diferite forme, impuse de considerente economice, arhitecturale, de gabarit etc.

În fig. XII.55, *a* se arată modul cum se stabilesc dimensiunile în faza preliminară de proiectare; lățimea părții superioare se ia de minimum 20 cm iar baza 30—40 % din înălțimea zidului.

În fig. XII.55, *b* se prezintă o secțiune de zid de sprijin nerațională, fiind dezvoltată spre rambleu, datorită obligației de a se realiza un parametru exterior vertical. În fig. XII.55, *e* este o dispoziție îmbunătățită.

În fig. XII.55, *c*, *d* sînt arătate scheme raționale, care pot conduce la un volum minim al zidului de sprijin.

În fig. XII.55, *f* se reprezintă un zid de sprijin prevăzut cu console, soluție care conduce la o lucrare stabilă și economică.

În fig. XII.55, *g* drenul din spatele zidului reazemă pe o rigolă care are și rolul de consolă.

Fundația se poate executa în trepte, realizîndu-se un unghi $\alpha \geqslant 60°$ (fig. XII.55, *f*).

În fig. XII.56... XII. 60 sînt arătate diferite tipuri de ziduri de sprijin.

Tipurile arătate în fig. XII.57... XII.60 se utilizează în cazul în care se cere o bază mare a zidului de sprijin fără a fi necesară și o masă de zidărie compactă corespunzătoare.

În scopul obținerii unor dimensiuni mai reduse, însă cu consum redus de oțel, se pot adopta ziduri de sprijin cu armături care să preia efortul de întindere din elevație și talpă (fig. XII.61).

1.4.2. **Ziduri de sprijin de beton armat.** Întrucît la aceste ziduri greutatea proprie este relativ redusă, alcătuirea secțiunii trebuie realizată astfel încît să se obțină un moment de stabilitate cît mai mare și un moment de răsturnare redus.

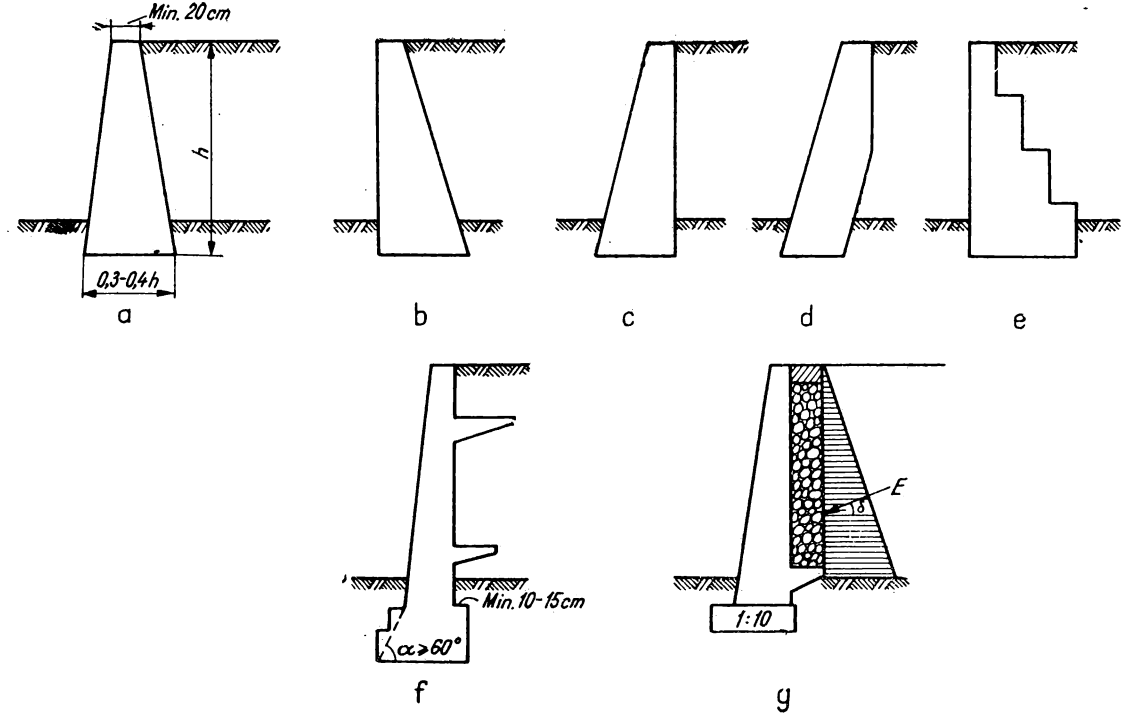


Fig. XII.55. Diferite tipuri de ziduri de sprijin de greutate.

Au în general forma unui L sau a unui T întors. Se utilizează pentru $h \geqslant 6$ m. În fig. XII.62 sînt arătate dimensiunile elementelor necesare pentru predimensionare, iar în fig. XII.63 două tipuri de astfel de ziduri.

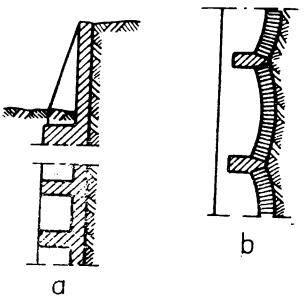


Fig. XII.56. Zid de sprijin cu contraforți.

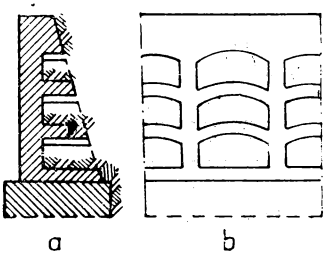


Fig. XII.57. Zid de sprijin cu goluri boltite:
a — secțiune; *b* — vedere din față

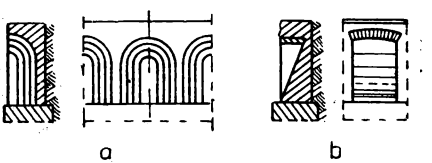


Fig. XII. 58. Ziduri de sprijin cu nișe *a* și *b*.

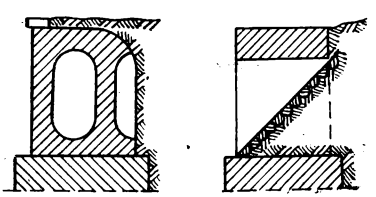


Fig. XII.59. Zid de sprijin cu goluri pe toată lungimea.

Fig. XII.60. Zid de sprijin cu goluri pe întreaga lățime.

Fig. XII.61. Zid de sprijin slab armat.

Pentru înălțimi mai mari ($h \geqslant 6$ m) trebuie studiate și tipuri cu contraforți (contraforți interiori și exteriori, fig. XII.64).

1.4.3. **Ziduri de sprijin prefabricate.** În fig. XII.65...XII.69 se prezintă diferite tipuri de ziduri de sprijin prefabricate din elemente de beton armat.

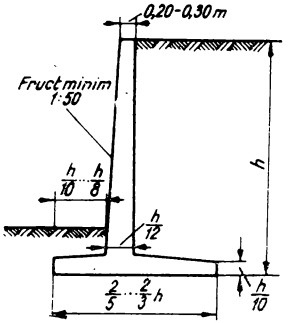


Fig. XII.62. Zid de sprijin de beton armat.

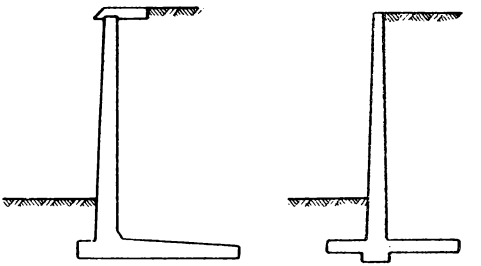


Fig. XII.63. Tipuri de ziduri de sprijin de beton armat.

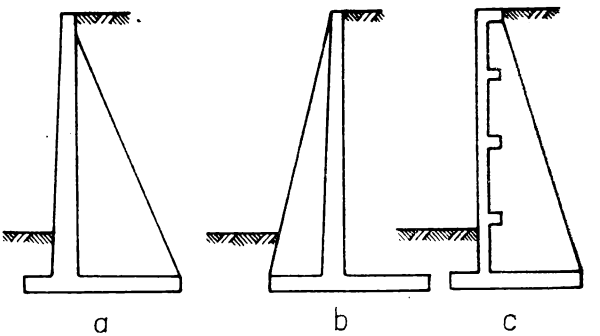


Fig. XII.64. Ziduri de sprijin de beton armat cu contraforţi.

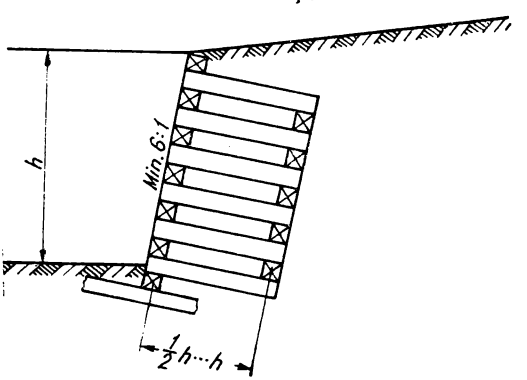


Fig. XII.65. Zid de sprijin din elemente prefabricate.

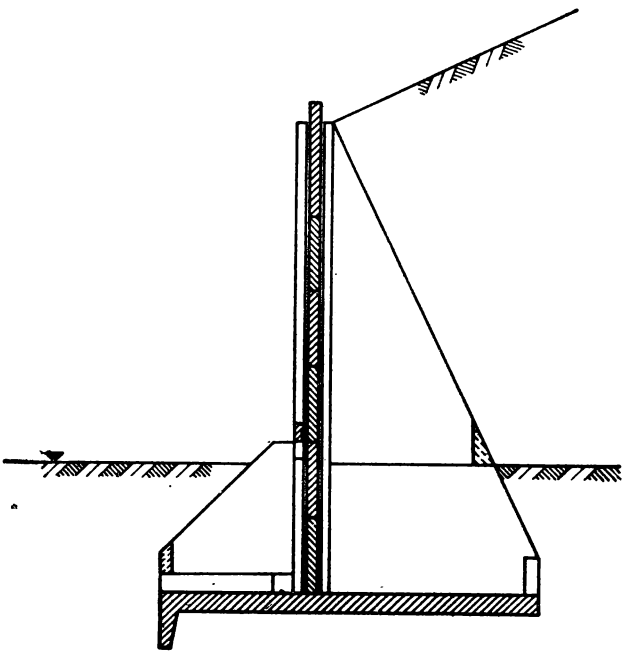


Fig. XII.66. Zid de sprijin din dulapi prefabricaţi.

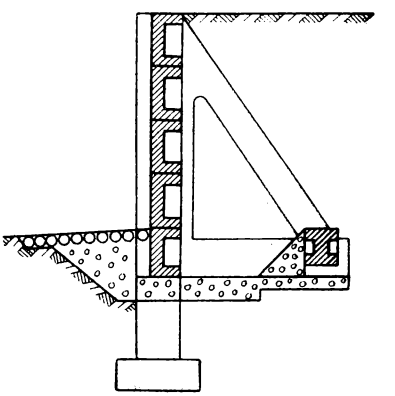


Fig. XII.67. Zid de sprijin din elemente în formă de cutii deschise.

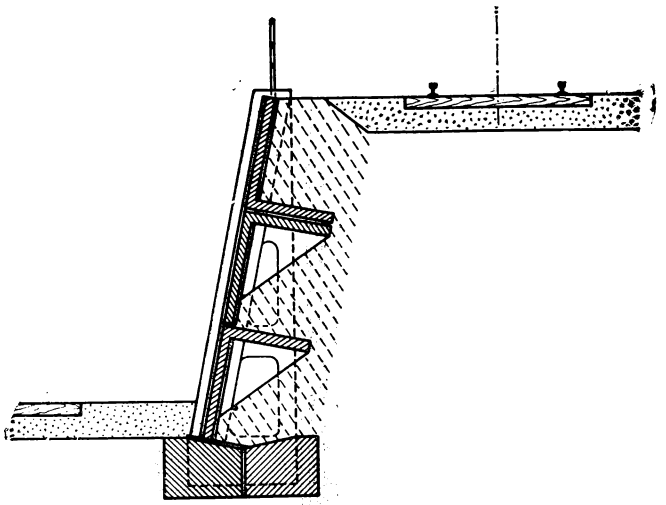


Fig. XII.68. Zid de sprijin din elemente în formă de L.

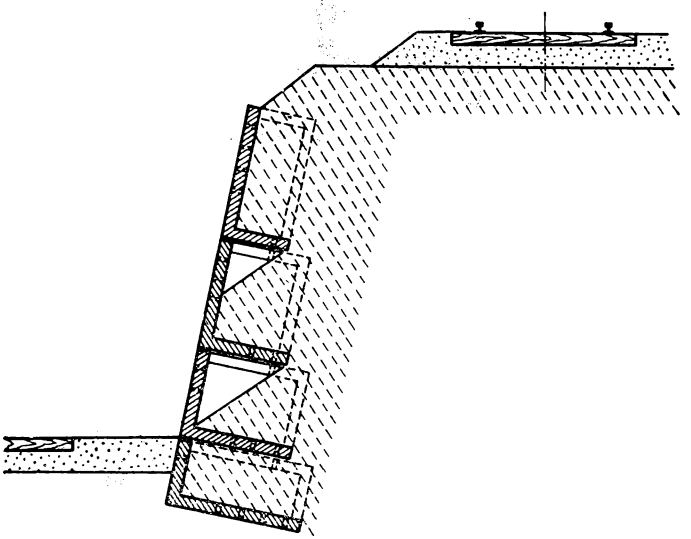


Fig. XII.69. Zid de sprijin din elemente în formă de cutii deschise.

1.4.4. **Calculul zidurilor de sprijin.** Zidurile de sprijin sînt solicitate transevrsal, de împingerea pămîntului și apei și vertical, de greutatea proprie și de greutatea pămîntului care le acționează.

Formulele obișnuite de calcul al împingerii pămîntului nu se pot aplica în cazul în care paramentul zidului dinspre terasament are o pantă lină. Se consideră că un zid are o pantă lină dacă :

$$\alpha' \geqslant \operatorname{arc\,tg}\left[\frac{1-K_a}{2\operatorname{tg}\delta} \pm \sqrt{\frac{(1-K_a)^2}{4\operatorname{tg}^2\delta} - K_a}\right], \qquad \text{(XII.39)}$$

în care : $\alpha' = 90° - \alpha$;
δ — unghiul de frecare între pămînt și zid ;
K_a — coeficientul de împingere activă.

În această situație se formează un al doilea plan de alunecare AC (fig. XII.70).

În tabelul XII.20 se dau valorile unghiului α' pentru diferite valori ale unghiului Φ.

Calculul împingerii pămîntului pentru un zid cu pantă lină spre terasament se face pentru planul vertical AD, luînd $\delta = 0$. În acest calcul se introduce și greutatea prizmei de pămînt aferentă sectorului cu panta lină a zidului.

Componenta orizontală se determină în acest caz cu formula

$$E = \frac{1}{2}\gamma_a (H^2 + 2h_0 H) K_a, \qquad \text{(XII.40)}$$

unde : $$h_0 = \frac{q}{\gamma}.$$

Apariția celui de al doilea plan de alunecare formează cazul general la zidurile de beton armat, în cazul în care călcîiul zidului este suficient de dezvoltat, astfel că planul de rupere nu intersectează zidul.

Poziția planului de rupere se poate determina cu relația :

$$\alpha_0 = \frac{1}{2}(90° + \beta - \Phi - \varepsilon), \qquad \text{(XII.41)}$$

unde : $$\varepsilon = \operatorname{arc}\,\sin^{-1}\frac{\sin\beta}{\sin\Phi}.$$

La zidurile de beton armat pot apare trei situații :

— planul de rupere trece prin partea superioară a zidului (fig. XII.71, *a*) ;
— planul de rupere intersectează zidul de front (fig. XII.71, *b*) ;
— planul de rupere este în afara zidului de front (fig. XII.71, *c*).

Calculul se poate face în două moduri :

— considerînd că împingerea pămîntului se aplică pe planul vertical $B-D$ cu un unghi $\delta = \beta$ (metoda Rankine) ; în calcul intră și greutatea masivului de pămînt ($CEBD$) ;

— considerînd că împingerea pămîntului se aplică pe planul de rupere, cu unghiul Φ față de normală.

Tabelul XII.20

Valorile unghiului α

Unghiul de frecare interioară Φ	Unghiul limită α′
10°	72°50′
15°	71°
20°	69°50′
25°	68°10′
30°	67°
35°	65°30′
40°	63°

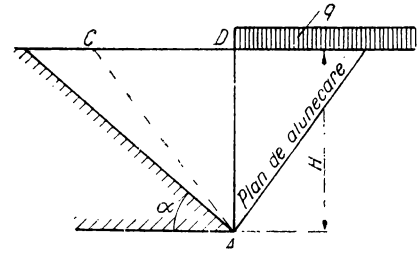


Fig. XII.70. Notaţiile zidului de sprijin cu pantă lină.

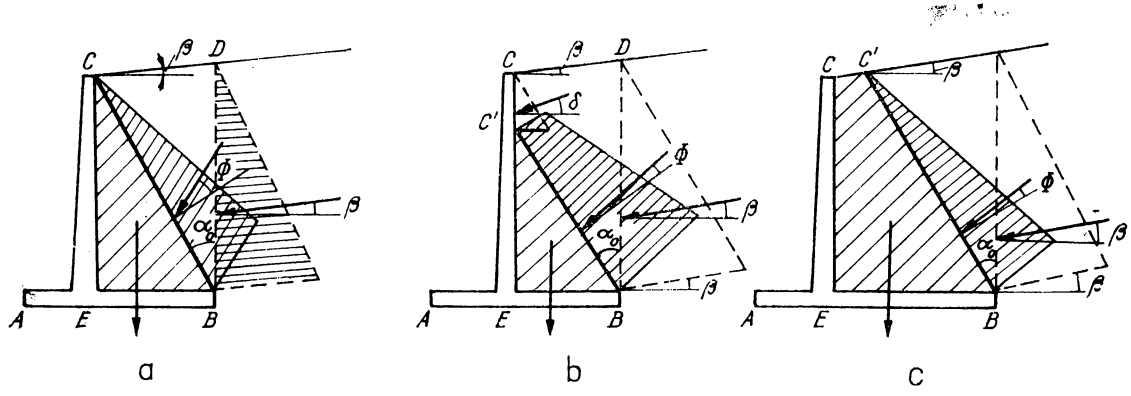


Fig. XII.71. Diagrame de împingere pentru diferite poziţii ale planurilor de rupere.

Pentru zidurile de sprijin cu înălțimea mai mică decît 6 m se va putea utiliza la predimensionare, abacele (*1,2,3,4* și *5*) din fig. XII.72.

În aceste abace, numerele de pe fiecare curbă reprezintă tipul terenului la care se aplică, astfel:

1 — nisip curat, pietriș, piatră spartă;

2 — pămînt cu elemente mari, de permeabilitate redusă, datorită unui oarecare conținut de praf;

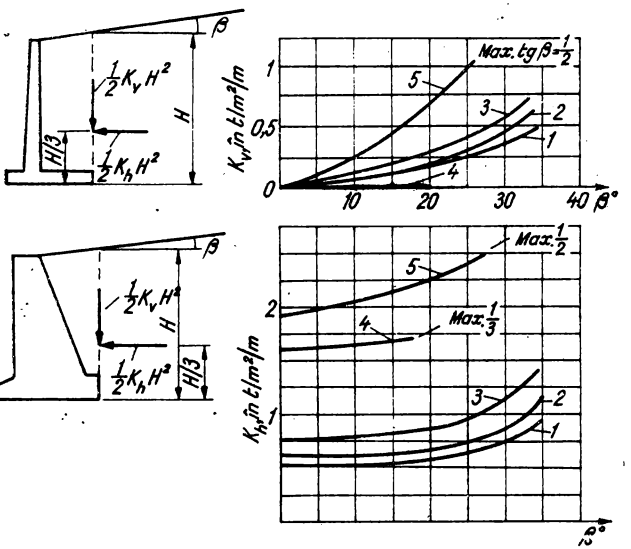


Fig. XII.72. Diagrame pentru calculul împingerii pămîntului pentru $H \leqslant 6$ m (după AREA).

3 — nisip fin prăfos, materiale necoezive cu un conținut important de elemente argiloase

4 — praf organic sau argilă prăfoasă moale;

5 — argilă de consistență medie sau compactă așezată în rambleu.

1.4.4.1. *Calculul zidurilor de sprijin de greutate.* După predimensionare, se verifică eforturile în diferite secțiuni și, în orice caz, în rostul fundație-elevație. În general, nu se admit eforturi de întindere. În cazul în care nu se pot evita aceste eforturi, se preiau prin armare locală. În cazul în care rambleul este format dintr-un pămînt necoeziv, se pot admite și eforturi de întindere, calculul făcîndu-se cu secțiunea activă.

Formule de calcul. Pentru cazul în care rezultanta tuturor forțelor se află în treimea mijlocie a secțiunii:

$$\sigma_{max,\,min} = \frac{B}{N}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right).$$

În cazul în care rezultanta iese afară din treimea mijlocie :

$$\sigma_{max} = \frac{4\,N}{3\,(B - 2e)},$$

unde e este excentricitatea.

În cazul în care în spatele zidului este prevăzut un dren de zidărie uscată susținut de o rigolă care face corp comun cu zidul, împingerea pămîntului se aplică la suprafața zidăriei drenului (fig. XII.55, *g*) cu unghiul δ față de normală.

În lipsa drenului, împingerea se aplică direct pe zid cu unghiul δ față de normală. δ se ia între $\frac{1}{3}\Phi$ și $\frac{2}{3}\Phi$.

În cazul unor împingeri mari se realizează *ziduri de sprijin cu console* (fig. XII.55, *f*).

Poziția consolei se fixează la adîncimea la care rezultanta forțelor exterioare ajunge la limita sîmburelui central $e = \frac{B}{6}$, sau chiar pentru o excentricitate a rezultantei de $\frac{B}{5}$

Pe baza unui calcul tehnico-economic, consola ar putea fi coborîtă și mai jos, cu condiția de a se ține seama în studiu și de cantitatea de armătură suplimentară pentru preluarea întinderilor de deasupra consolei.

Armătura consolei se prelungește de-a lungul zidului pe lungimea necesară ancorării.

Dacă zidul este înalt, poate să apară necesitatea unei a doua console care se execută mai scurtă ca prima.

Se recomandă, în general, folosirea unei singure console care trebuie studiată ca lungime și adîncime, astfel încît să conducă la un zid cît mai economic.

1.4.4.2. *Calculul zidurilor de sprijin de beton armat.* Aceste ziduri sînt formate în general din trei elemente care lucrează în consolă (fig. XII.73) : zidul de front, călcîiul și rebordul.

Zidul de front este o consolă verticală încastrată în fundație. Se admite că este supus la presiunea laterală a împingerii pămîntului, lucrînd pe secțiunea verticală *gh*, dreapta *dh* fiind paralelă cu terenul natural.

Se consideră că călcîiul zidului lucrează ca o consolă încastrată la fața interioară a zidului de front ($d - f$) ; el este supus la o presiune dirijată în sus, diminuată cu greutatea proprie și a pămîntului de deasupra. Extremitatea este supusă la împingerea pămîntului sub punctul *h*. Presiunea rezultantă provoacă o încovoiere a călcîiului cu compresiune la bază.

Se admite că rebordul lucrează ca o consolă încastrată pe fața exterioară a zidului de front ($c - e$) și este supus la o presiune de jos în sus (distribuția trapezoidală a reacțiunii), micșorată cu greutatea rebordului și a pămîntului de deasupra. Se provoacă o încovoiere cu întindere la bază.

1.4.4.3. *Calculul zidurilor de sprijin cu contraforți.* Calculul este similar cu cel de la zidurile de beton armat fără contraforți. Diferența constă în faptul că zidul de front reazemă pe contraforți ; el e supus la un moment încovoietor negativ, cu întindere pe fața exterioară. Reacțiunea orizontală a zidului de front este transmisă contraforților cu ajutorul armăturilor.

După Huntington, zidul de front se calculează ca o dală continuă în sens orizontal, fiind supus la o presiune laterală reprezentată în fig. XII.74.

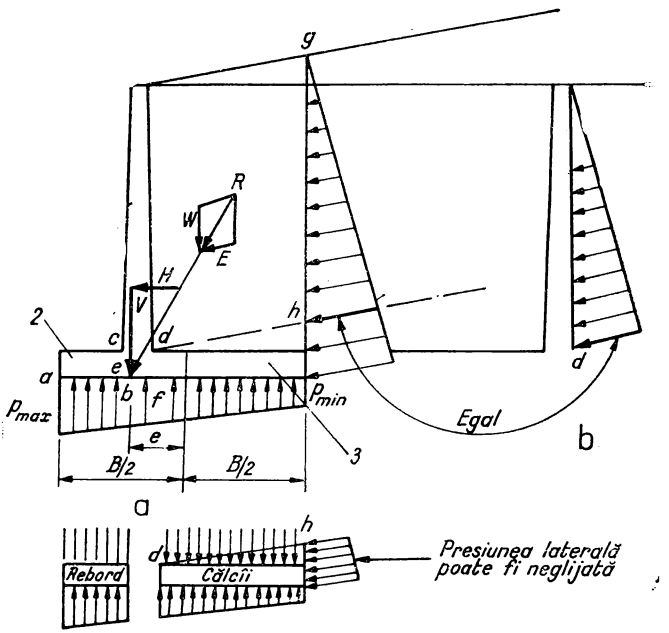


Fig. XII.73. Modul de solicitare a elementelor zidurilor de sprijin din beton armat :

1 – zid de front; *2* – rebord; *3* – călcii.

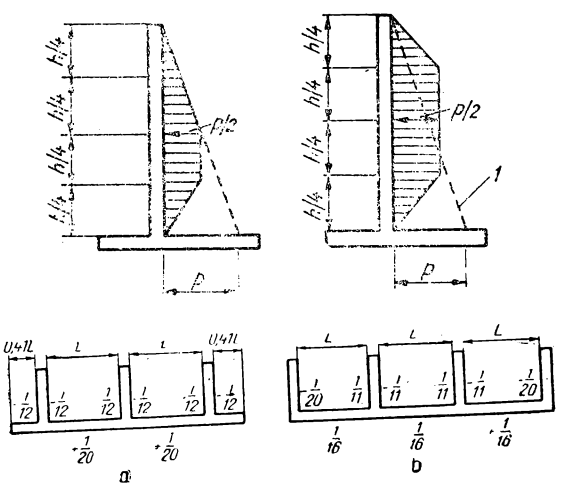


Fig. XII.74. Calculul la încovoiere în sens orizontal a zidului de front :

1 – împingerea normală a pămîntului; *a* – diagramă pentru calculul momentelor pozitive; *b* – diagramă pentru calculul momentelor negative.

Zidul este de asemenea calculat ca o dală verticală, supusă la momente încovoietoare pozitive și negative, reprezentată în fig. XII.75.

Călcîiul este supus, în afară de forțele reprezentate în fig. XII.76, unei forțe dirijată în jos. Această forță permite să se țină cont de influența încovoierii rebordului; se admite

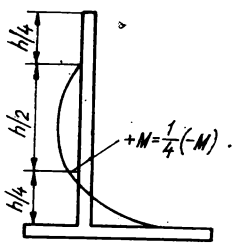


Fig. XII.75. Schema de calcul la încovoiere în sens vertical a zidului de front (pe o fișie de 1 m lățime).

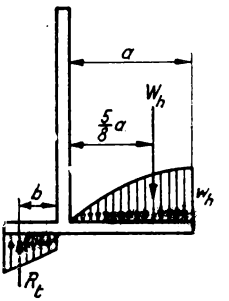


Fig. XII.76. Schema de calcul a călcîiului și rebordului.

că distribuția este parabolică, avînd în extremitatea călcîiului o valoare maximă w_h:

$$w_h = 2{,}40\ \frac{M_t}{a^2}, \qquad \text{(XII.42)}$$

în care: M_t este moment încovoietor în rebord pe unitatea de lățime;

a — lungimea călcîiului egală cu distanța între fața interioară a zidului de front și extremitatea călcîiului.

Sarcina totală este egală cu $W_h = \frac{2}{3} w_h\ a$, iar punctul său de aplicație este situat la $5\frac{a}{8}$ de fața interioară a zidului de front.

1.4.4.4. *Stabilitatea zidurilor de sprijin.* Coeficientul de siguranță la răsturnare pentru ramblee constituite din pămînturi necoezive este 1,50, iar pentru pămînturi coezive este 2,00. Coeficientul de siguranță la lunecare este 1,50. Nu se ține seama de împingerea pasivă care se consideră că lucrează favorabil.

Dacă zidul este fundat pe piloți, valoarea compresiunii maxime în piloții situați sub consola dintre exterior (rebord) și aceea a tracțiunii maxime a piloților așezați sub călcîi se vor limita în funcție de capacitatea portantă maximă efectivă.

Piloții supuși la smulgere trebuie ancorați în fundație.

Coeficienții de frecare pentru calculul coeficientului de siguranță la lunecare se iau astfel :

- rocă sănătoasă cu suprafața rugoasă 0,60;
- pietrișuri curate 0,55;
- pietrișuri și nisipuri argiloase 0,45;
- nisipuri 0,40;
- prafuri 0,35;
- argile tari, argile nisipoase 0,30;
- argile plastice 0,25.

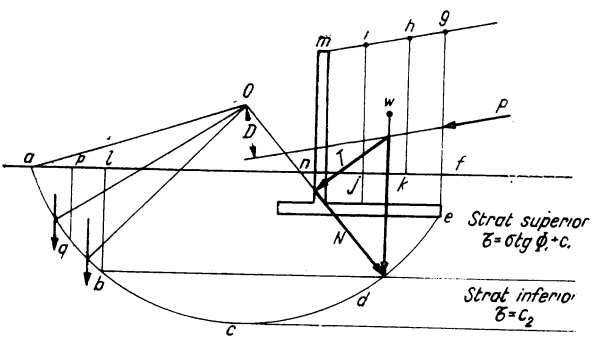


Fig. XII.77. Schema de calcul a stabilității după o suprafață cilindrică.

În cazul în care coeficientul de siguranță la lunecare este greu de obținut, se pot lua următoarele măsuri :

— realizarea unei pante de maximum 1 :10 la talpa fundației (fig. XII.55, *g*);

— executarea unor pinteni sau a unor trepte pe talpa fundației.

Stabilitatea la lunecare după o suprafață cilindrică se calculează în cazul în care există un strat de pământ cu caracteristici slabe la o adîncime mai mică cu 1,50 *h* unde *h* este înălțimea zidului de sprijin.

Coeficientul de siguranță se ia de minimum 2.

Se consideră că cercurile de alunecare trec prin punctul *e* (fig. XII. 77).

Suprafața *fgm n* este împărțită în trei sau patru părți, calculul făcîndu-se ca la *metoda fișiilor* descrisă la Secțiunea IV.

După datele din figură, coeficientul de siguranță este dat de relația :

$$\eta = \frac{S}{\varepsilon T + PD/R}, \qquad \text{(XII.43)}$$

unde ; $S = C_1 L_1 + C_2 L_2 + \Sigma N \operatorname{tg} \varphi$;
C_1 — coeziunea stratului superior;
C_2 — coeziunea stratului inferior;
L_1 — lungimea arcului $ab + de$;
L_2 — lungimea arcului $b\ c\ d$;

N — efortul normal datorit greutății fișiilor *apq*, *pqlb* și *gedi* (practic se poate admite că eforturile normale datorită greutății *efjd* sînt egale cu cele datorite greutății *abl*);
P — împingerea pămîntului pe planul *fg*;
D — brațul de pîrghie al împingerii P;
R — raza cercului de lunecare respectiv.

Coeficientul de siguranță minim obținut din studiul unui număr oarecare de cercuri trebuie să fie mai mare sau cel puțin egal cu 2.

Se pot considera, de asemenea, coeficienți de siguranță diferiți pentru rezistența la coeziune și rezistența la frecare (respectiv 3 și 2). În aceste condiții se poate scrie :

$$S' = \frac{1}{3}(C_1 L_1 + C_2 L_2) + \frac{1}{2}\Sigma N \operatorname{tg} \varphi : \qquad \text{(XII.44)}$$

Cercul critic este acela pentru care expresia

$$\frac{S'}{\Sigma T} + \frac{PD}{R}, \qquad \text{(XII.45)}$$

este minimă. În cazul în care această expresie este mai mare ca *1*, zidul este stabil.

2. HIDROIZOLAREA FUNDAȚIILOR

Hidroizolarea se execută pentru a împiedica inundarea încăperilor situate sub nivelul apelor subterane (sau de suprafață), precum și pentru protejarea fundațiilor față de apele agresive. Hidroizolarea se execută cu 0,5 m peste nivelul maxim posibil al apei.

Hidroizolațiile rigide din betoane sau mortare compacte, impermeabile, se confecționează cu cimenturi metalurgice M300—M400 (STAS 1202-62) sau cu cimenturi cu tras T25—T40 (STAS 1118-59). Pentru micșorarea permeabilității se folosesc ca adaosuri argila în cantități de 25—35 kg/m^3, săpunuri, uleiuri minerale sau produse bituminoase, plastifiante etc. Mortarele impermeabile se aplică în mai multe straturi în grosime de minimum 2,5 cm. La presiuni mai ridicate, este indicat să se înglobeze armături subțiri, plase metalice. Suprafața tencuielii hidroizolante se drișcuiește atent.

Hidroizolarea prin vopsire a suprafețelor de beton, tencuite și bine uscate, se execută cu bitumuri tăiate, lacuri, uleiuri sau vopsele minerale, prin întindere cu pensula sau prin stropire mecanică în straturi pînă la 5 mm. Vopselele și materialele bituminoase se folosesc în hidroizolațiile exterioare la care presiunea nu depășește 1 m H_2O.

Hidroizolațiile plastice se execută din asfalt turnat la cald, în cel puțin două straturi, sau din prafuri bituminoase, argile grase montate între pereți de susținere și protejate în exterior prin pereți de beton sau cărămidă.

Hidroizolațiile elastice se execută din carton asfaltat, din cartoane cu fibre textile, pînze asfaltate (STAS 137-58, STAS 130-66, STAS 639-49, STAS 1028-50, STAS 1046-59), precum și din materiale plastice speciale.

Zidurile clădirilor fără subsol se protejează împotriva ascensiunii capilare a apei, printr-un strat izolator executat la baza zidului, la 15—20 cm deasupra suprafeței terenului

amenajat și la 10—15 cm sub nivelul pardoselii interioare. Zidurile subsolurilor se izolează în exterior de apa capilară, cu un strat de bitum așternut la cald.

În cazul pînzelor de apă, protecția împotriva inundării părților subterane ale construcțiilor se asigură în modul cel mai rațional, prin coborîrea nivelului apei subterane, de preferință prin drenare gravitațională. Cînd aceasta nu este posibil, se execută hidroizolații rezistente la presiunea apei. Este indicat în astfel de cazuri să se adopte soluții

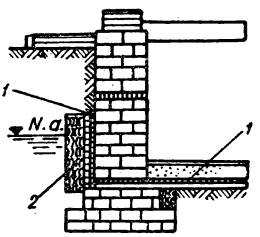


Fig. XII.78. Hidroizolarea din carton asfaltat a unui zid de subsol:
1 — strat hidroizolator; *2* — zidărie de protecție.

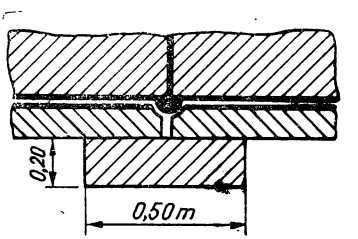


Fig. XII.79. Hidroizolarea rostului de tasare.

constructive continue (radiere generale), pentru evitarea ruperii izolațiilor prin tasări neuniforme.

La presiuni sub 1 m H_2O, hidroizolațiile se execută din mortar hidrofug de ciment de 1,50—3 cm grosime, peste care se aplică o izolare orizontală din carton asfaltat lipit cu bitum la cald (fig. XII.78).

Protecția exterioară se execută din beton și argilă bătută. Greutatea pardoselii trebuie să depășească presiunea hidrostatică; dacă coloana de apă este mare, betonul de sub pardoseală trebuie armat. Se utilizează 2—4 straturi de carton asfaltat, în funcție de înălțimea coloanei de apă.

Rosturile de tasare se etanșează cu izolații plastice și deformabile, cum este umplerea cu bitum și protecția cu forme din beton armat (fig. XII.79).

3. ÎMBUNĂTĂȚIREA TERENULUI DE FUNDAȚIE

3.1. COMPACTAREA ARTIFICIALĂ A TERENULUI DE FUNDAȚIE

Compactarea prin batere cu maiul sau prin cilindrare are eficiență redusă, pe numai 10—30 cm adîncime. Se folosește în general pentru consolidarea fundului săpăturii, în terenuri argiloase-prăfoase, pentru prevenirea înoroirii, introducînd în pămînt, prin batere, pietriș, piatră spartă, cărămidă sfărîmată. Cu maiul greu (placă de compactare) de 2—3 tf, cu înălțime de cădere de 2—4 m se poate obține îndesarea pămîntului pe o adîncime de 0,5—1 m.

Compactarea de adîncime a nisipului afînat se realizează prin inundarea stratului și vibrare cu vibratoare de adîncime, de tipul celor folosite pentru betoane, în greutate de 20—30 kgf. Vibratoarele se introduc în teren din 50 în 50 cm, repriza de vibrare fiind de 40—50 s. Îndesarea straturilor de nisip mai groase se face cu pervibratoare grele.

Pămînturile prăfoase-argiloase se compactează prin executarea de piloți de pămînt. Metoda este foarte eficace pentru reducerea sensibilității la înmuiere a pămînturilor macroporice. Execuția piloților de pămînt se face prin baterea unor piloți Ø 20—40 cm. din lemn sau metalici, care se extrag, în locul lor introducîndu-se nisip sau pămînt local adus la umiditatea optimă de compactare. Compactarea se face în straturi, cu un berbec de 500—800 kgf, cu înălțime de cădere de 2—3 m. În pămînturi sensibile la înmuiere, se iau măsuri de umezire a terenului din jurul piloților de pămînt, prin udare generală sau prin puțuri.

Secțiunea transversală necesară a piloților de pămînt pe 1 m² de teren îmbunătățit se calculează cu formula :

$$A = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}\left[\frac{\text{m}^2}{\text{m}^2}\right], \qquad \text{(XII.46)}$$

în care e_0 și e_1 sînt indicii de porozitate, inițial și final.

În cazul pămîntului sensibil la înmuiere, calculul se face cu formula :

$$A = \frac{e_m}{1 + e_0}\left[\frac{\text{m}^2}{\text{m}^2}\right], \qquad \text{(XII.47)}$$

în care e_m este indicele de macroporozitate al pămîntului.

Dimensiunile în plan ale zonei îmbunătățite se iau mai mari decît laturile fundației cu cel puțin 10% din lungimea laturii mici (nu mai puțin de 0,5 m).

Numărul piloților de diametru d, în m, rezultă (fig. XII.80) din formula :

$$n = \frac{4\,(a + 1{,}0\text{ m})\,(b + 1{,}0\text{ m})\,A}{\pi d^2}. \qquad \text{(XII.48)}$$

Compactarea pămîntului din jurul piloților se poate face cu ajutorul exploziilor în găuri de foraj Ø 60—70 mm se introduc cartușe cu exploziv, dispuse echidistant pe adîncimea puțului. Forajele se burează la partea superioară. După darea exploziei se umplu și se compactează golurile din gaura de foraj. Pentru stabilirea elementelor de execuție (distanța între foraje, cantitatea de exploziv), se execută explozii de probă.

3.2. CONSOLIDAREA PRIN ÎNCĂRCARE STATICĂ

Această consolidare se folosește la pămînturi argiloase neconsistente, mîluri, nisipuri fine-prăfoase afînate, prin aplicarea unei suprasarcini temporare (ramblee, de preferință din materiale permeabile), cu presiunea pe teren superioară presiunii de exploatare a construcției definitive. Accelerarea procesului de consolidare se face prin puțuri drenante verticale, umplute cu nisip, care colectează și conduc apa spre salteaua drenantă de la baza rambleului (fig. XII.81).

Gradul de consolidare (U_z pentru drenare verticală, respectiv U_r pentru drenare radială) se calculează în funcție de factorul timp, folosind diagrama din fig. XII.82.

Valoarea factorului timp este

$$T_z = \frac{c}{H^2}\, t \text{ (pentru drenare verticală)};$$

$$T_r = \frac{c}{l^2}\, t \text{ (pentru drenare radială prin puțuri)},$$

în care: c este coeficientul de consolidare, H — grosimea stratului, l — distanța dintre drenurile verticale, și t — timpul de consolidare.

În cazul drenării concomitente, gradul de consolidare U_c se obține din expresia:

$$1 - U_c = (1 - U_z)\,(1 - U_r). \qquad \text{(XII.49)}$$

Drenarea radială este foarte eficace în terenuri aluvionare, în care coeficientul de permeabilitate pe orizontală este mai mare decît cel pe verticală.

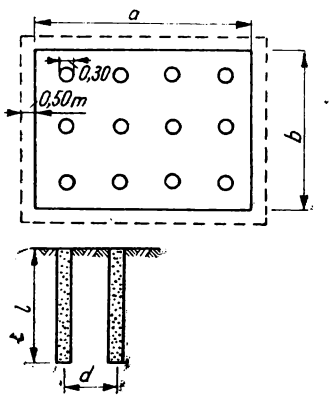


Fig. XII. 80. Dispoziția în plan și pe verticală a piloților de pământ.

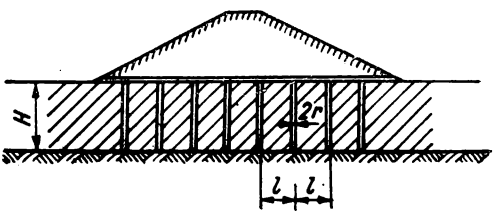


Fig. XII. 81. Puțuri drenante verticale.

Pernele de pământ (nisip sau balast), bine compactate, înlocuiesc pământul afînat și de slabă consistență de sub talpa fundației (fig. XII.83). Grosimea pernei se calculează astfel:

— pentru fundații continue:

$$d = \frac{B}{2}\left(\frac{p_{an}}{p_{ap}} - 1\right); \qquad \text{(XII.50)}$$

— pentru fundații dreptunghiulare $B \times L$:

$$d = -\frac{B+L}{4} + \sqrt{\frac{(B+L)^2}{16} + \frac{BL}{4}\left(\frac{p_{an}}{p_{ap}} - 1\right)}. \qquad \text{(XII.51)}$$

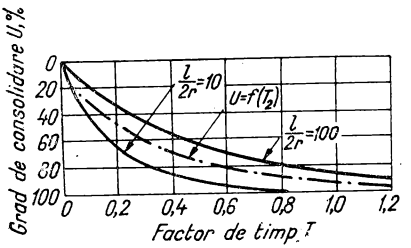


Fig. XII.82. Diagramă pentru calculul consolidării.

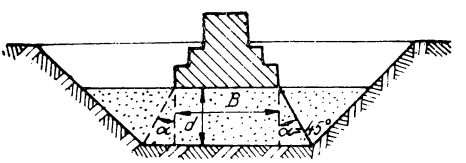


Fig. XII.83. Perna de pământ.

în care : p_{an} este presiunea admisibilă a nisipului sau balastului din pernă (1,5—2,5 kgf/cm², în funcție de modul de compactare);

p_{ap} — presiunea admisibilă a pământului de sub pernă.

Pentru reducerea sensibilității la înmuiere a terenurilor macroporice (loessuri etc.), se execută sub fundații perne de loess compactat.

3.3. SILICATIZAREA

Silicatizarea se folosește la impermeabilizarea și consolidarea pereților excavațiilor în nisipuri mobile (chișaiuri), la consolidarea terenului de fundație, la crearea de perdele etanșe, la consolidarea terenurilor de fundație macroporice, etc. Prin silicatizare, nisipul capătă o rezistență la compresiune pe cuburi de 15—20 kgf/cm², iar pământurile prăfoase și loesurile de 4—8 kgf/cm². Nisipurile devin impermeabile, iar loessurile devin insensibile la înmuiere.

Introducerea silicatului de sodiu ($SiO_2 + nNa_2O$) în pământ se face prin injectare cu ajutorul unor tuburi de injecție (fig. XII.84), Tuburile se introduc în pământ prin batere cu maiul sau cu ciocanul pneumatic. Distanța dintre tuburile de injecție se ia de 1,5 r, r fiind raza de acțiune variabilă între 30—100 cm, în funcție de natura pământului.

Procedeul cu două soluții constă în injectarea succesivă a silicatului și a unui electrolit și se folosește în nisipuri și pietrișuri cu nisip, având coeficienții de permeabilitate de $2 \times 10^{-3} \ldots 8 \times 10^{-2}$ cm/s.

Cantitatea de soluție de silicat de sodiu este $V_s = 5V_p n$, în care V_p este volumul de pământ ce urmează a fi consolidat și n este porozitatea pământului.

Modulul (raportul dintre greutatea moleculelor de SiO_2 Na_2O) și silicatului de sodiu folosit pentru silicatizare variază între 2,63 și 3,00. Pentru injectare, silicatul se diluează, în funcție de permeabilitatea pământului, la o densitate de 1,35—1,45 pentru $k = 2 \times 10^{-3} \ldots 2 \times 10^{-2}$ cm/s.

Electrolitul (soluție de clorură de calciu) se introduce în cantitate egală cu cea a a silicatului și are un conținut de 28—30% clorură de calciu și o densitate egală cu 1,28. Intervalul de timp dintre injectarea celor două soluții variază între 24 h (la viteză nulă de mișcare a apei subterane) pînă la 1 h (viteza apei subterane de 3×10^{-3} cm/s). Soluția de silicat se injectează descendent, pe tronsoane de 5 m; electrolitul se injectează ascendent, folosind alte injectoare sau cu aceleași injectoare, în prealabil curățite. Debitul de injecție variază între 1—5 l/min, în funcție de permeabilitatea terenului.

Procedeul cu o soluție se folosește în nisipuri fine curgătoare, în nisipuri prăfoase, loessuri, cu permeabilitate de 0,1—5 m/zi. Cantitatea de soluție este egală cu $V = 15V_p n$. Se folosește o soluție mai diluată de silicat (densitate 1,13) la care se adaugă 2,5% clorură de sodiu. În loessuri, din cauza sărurilor prezente în pământ, injectarea se poate face numai cu silicat. Definitivarea condițiilor tehnice de execuție a lucrărilor se face pe baza unor încercări de probă în condiții de teren.

Pentru ușurarea introducerii silicatului în pământuri avînd $k < 10^{-3}$ cm/s, se folosește metoda electroosmotică (electrosilicatizare). Injectoarele se pun în contact cu polul pozitiv (anod) al unei surse de curent continuu, la tensiunea de 80—110 V, astfel încît să se realizeze o tensiune de trecere a curentului prin pământ de 0,5—1 V/cm. Drept poluri pozitive (catod), se folosesc bare metalice sau țevi perforate. Consumul de curent variază între 30—50 kVh/m³ de pământ consolidat. Metoda poate fi combinată cu injecție sub presiune.

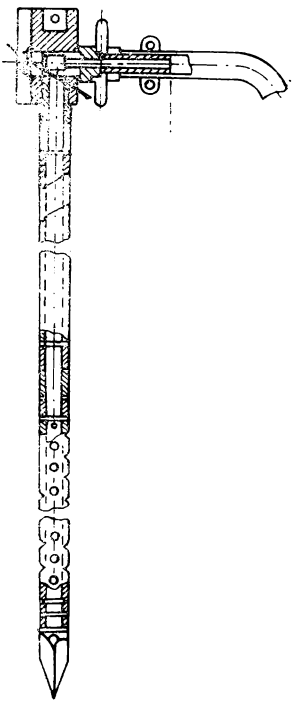


Fig. XII.84. Tub de injecție pentru silicatizare.

3.4. CIMENTAREA

Cimentarea se folosește în roci fisurate, roci degradate, pământuri nisipoase. Metoda poate fi aplicată dacă absorbția specifică a apei în foraj:

$$q = \frac{Q}{Hl} \left[\frac{1}{\text{min}}\right], \qquad \text{(XII.52)}$$

în care Q este debitul de apă introdus prin pereții forajului de lungime l, sub o presiune de H (m H_2O), este mai mare de 0,05 l/min. Dacă $q < 0{,}05$ l/min, rocile se consideră impermeabile. Laptele de ciment are un dozaj c/a între 1 :12 și 1 :2, în funcție de absorbția specifică. În roci cu fisuri fine este indicat să se adauge argilă fin dispersată pînă la 10 % în greutate.

Cimentarea nu dă rezultate în pămînturi cu ape agresive, cu conținut mare de săruri sau cu viteze mari de scurgere. Dacă viteza curentului subteran depășește 0,25 cm/s, se folosesc acceleratori de priză (clorură de calciu în proporție de 2—7 % sau silicat de sodiu în proporție de 5 % din greutatea cimentului).

Adîncimea injecțiilor de ciment pentru consolidarea terenului de fundație nu depășește în general 10 m. Adîncimea voalurilor de etanșare prin injecții de ciment se stabilește prin calculele de hidraulică subterană. Rocile care au absorbția specifică mai mică decît

$q = 0{,}05$ l/min pentru retenție, $H < 10$ m;
$q = 0{,}03$ l/min pentru retenție, $H = 10 \cdots 30$ m;
$q = 0{,}01$ l/min pentru retenție, $H > 30$ m

nu trebuie etanșate.

Grosimea voalului se stabilește punînd condiția ca gradientul hidraulic maxim cu care apa de infiltrație străbate ecranul să nu depășească valorile admisibile stabilite în funcție de grosimea d a ecranului astfel:

— pentru $d < 1$ m, $i_{max} = 10$;
— pentru $d = 1 \cdots 2$ m, $i_{max} = 18$;
— pentru $d > 2$ m, $i_{max} = 25$.

Distanța dintre forajele de injecție se stabilește experimental, prin determinarea absorbției apei în foraje de control executate între forajele de injecție. Distanța optimă D dintre foraje se determină prin încercări pe teren. Grosimea ecranului se ia în calcule egală cu 0,70—0,80 D. În cazul în care forajele de injecție se dispun pe mai multe rînduri, grosimea ecranului se consideră 0,60—0,70 din distanța dintre rîndurile extreme.

Forarea în rocă se face pneumatic cu găuri de 38—65 mm. sau mecanic cu găuri de 46—101 mm. În terenuri aluvionare se execută foraje de 100—150 mm.

Injectarea se face prin țevi perforate la partea inferioară, sau în foraje netubate, cu ajutorul unor dispozitive (fig. XII.85) de etanșare a capetelor tronsonului care se injectează. Pentru injectare se folosesc pompele de ciment sau de mortar. Injectarea prin metoda descendentă se efectuează pe tronsoane de 5m prin forare și injectare succesivă. Metoda ascendentă, mai rapidă, are dezavantajul că permite scăparea lichidului de injecție spre suprafață.

Presiunea de injecție se stabilește în funcție de greutatea rocii de deasupra tronsonului injectat (la care se adaugă greutatea primelor blocuri din corpul construcției):

$$p = \frac{3\gamma h}{10} \left[\text{at}\right],$$

în care h este adîncimea de injectare, în m; presiunea nu trebuie să fie mai mică decît:

$$p = \frac{\alpha H}{10} \left[\text{at}\right],$$

în care H este retenția maximă de exploatare a nodului hidrotehnic, în m și α este un coeficient care variază de la 1 pînă la 3, crescînd cu adîncimea de injecție.

Consumul de ciment se calculează, pentru evaluări preliminare, în funcție de absorbția specifică, folosind diagrama din fig. XII.86. Relația dintre consumul specific de ciment și porozitatea rocii injectate se dă în fig. XII.87. Compoziția optimă a laptelui de ciment se obține cu ajutorul diagramei din fig. XII.88.

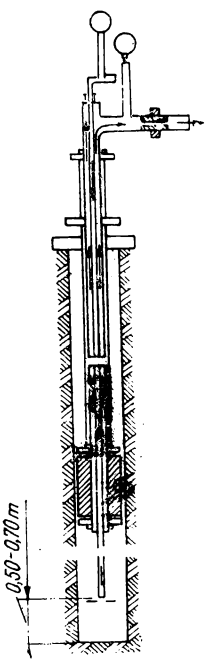


Fig. XII. Parker pentru cimentare.

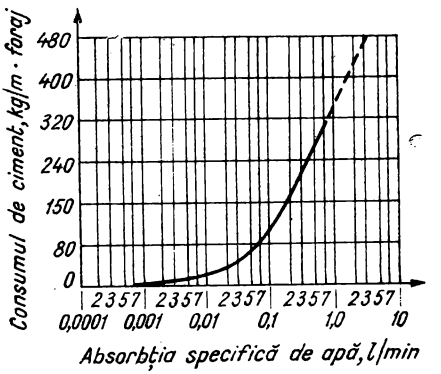


Fig. XII.86. Diagrama consumului de ciment.

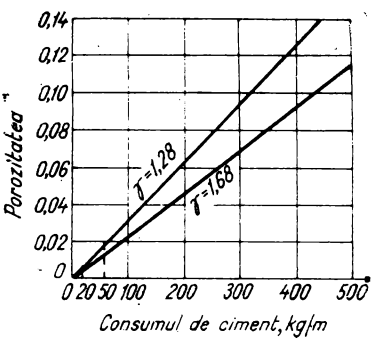


Fig. XII.87. Diagrama consum ciment-porozitate rocă.

3.5. ARGILIZAREA

Argilizarea prin injecții de argilă nisipoasă (în goluri carstice, roci puternic fisurate pietrișuri și bolovănișuri) sau de argile grase, montmorilonitice, tixotrope (în nisipuri, pietrișuri cu nisip) se face cu suspensii, având densitatea de 1,10—1,35. Pentru fluidizare se folosește silicatul de sodiu în proporție de 4% din greutatea argilei. În calitate de coagulant se adaugă 3—5% clorură de calciu, lapte de var, clorură de magneziu.

Pentru bolovănișuri cu goluri mai mari se pot utiliza amestecuri de argile cu ciment.

Operațiile de injectare se execută în mod asemănător și cu același utilaj ca la cimentare.

3.6. BITUMINIZAREA

Bituminizarea se folosește pentru impermeabilizare în roci fisurate, bolovănișuri și pietrișuri cu goluri mari, în prezența curenților de apă subterană.

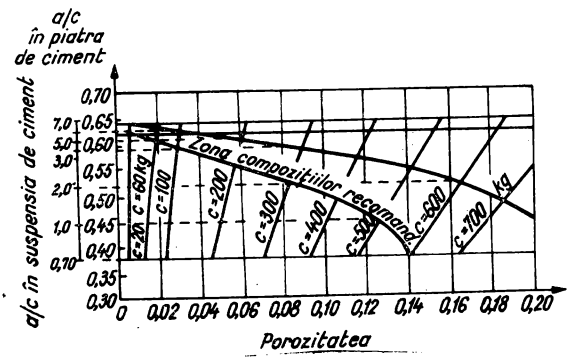


Fig. XII.88. Diagrama compoziției optime a laptelui de ciment.

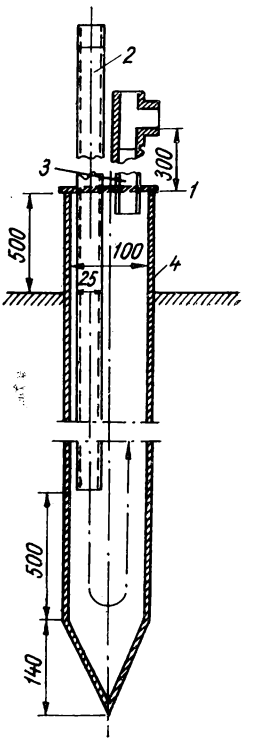


Fig. XII.89. Coloană de congelare:

1 — capac etanș; *2* — tub cu lichid refrigerator; *3* — tub de recirculare; *4* — cămașă exterioară.

Procedeul la cald constă din injectarea de bitum cu punctul de înmuiere de 40—50°C, topit la 180—220°C, sub presiune de 25—30 at. Metoda se aplică în roci în care absorbția specifică variază între 0,10 și 100 l/min.

Injecțiile se fac în foraje Ø 75—100 mm; raza de influență și distanța dintre foraje se stabilește prin încercări.

Utilajul cuprinde injectoare, instalații de pompare, cazane de topire și dispozitive de încălzire a bitumului în foraj (rezistențe electrice sau un purtător de căldură recirculat în sistem închis).

Procedeul la rece, folosit pentru impermeabilizarea pietrișurilor și prundișurilor, constă în injectarea unei emulsii subțiri (conținînd circa 30% bitum), cu particulele disperse de 25—35 ori mai mici decît dimensiunea medie a particulelor de pămînt. Pentru impermeabilizarea nisipurilor mijlocii și mari trebuie folosite emulsii dispersate foarte fin.

Concomitent, se introduc electroliți pentru ruperea emulsiei. Un exemplu de rețetă ar fi: 400 l apă, 100 kg bitum, 1,60 kg emulsor, 0,30 kg sodă caustică, 0,30 kg fosfat de sodiu.

Modul de lucru și utilajul sînt asemănătoare cu cele folosite la silicatizare.

3.7. ELECTROOSMOZA

Electroosmoza servește pentru îndepărtarea apei și consolidarea pămînturilor cu permeabilitate foarte redusă. Pe conturul gropii de fundație se introduc anozi Ø 2 — 3″ și catozi alcătuiți din filtre aciculare. Între electrozi se aplică tensiuni de 40—80 V, intensitatea curentului fiind de 0,50—2,00 A/m^2. Metoda poate folosi și la consolidarea pămîntului din jurul piloților, în care scop piloții se îmbracă în tablă subțire care servește drept anod.

3.8. CONGELAREA ARTIFICIALĂ A PĂMÎNTULUI

În foraje Φ 150—200 mm executate pe conturul masivului de consolidat sau de impermeabilizat, se introduc coloane Ø 100—150 mm, în care circulă un lichid refrigerator (soluție de clorură de calciu, clorură de magneziu), a cărui temperatură este coborîtă la —25— 45°C (fig. XII.89), cu ajutorul unei stații de congelare. Viteza radială de înghețare a pămîntului din jurul coloanei de congelare este de 1—2,50 cm/zi. Distanța dintre coloane nu trebuie să depășească 1 m la terenurile slabe.

În cazul folosirii congelării artificiale, trebuie luate măsuri pentru evitarea înmuierii și tasării pămîntului după dezgheț, precum și în legătură cu betonarea la temperaturi scăzute.

4. EXECUȚIA EXCAVAȚIILOR

4.1. TALUZURILE SĂPĂTURILOR

Taluzurile săpăturilor se dimensionează în funcție de natura pămîntului și de adîncimea săpăturii, pe baza rezultatelor de laborator privind caracteristicile de rezistență la tăiere (unghiul de frecare interioară Φ° și coeziunea c, în kgf/cm^2) și ținînd seama de acțiunea eventualelor ape de infiltrație scurse pe taluz. Unghiul de taluz variază de la 90° (față de orizontală) pentru roci stabile, nefisurate, la valori în jur de 20° pentru pă-

mînturi prăfoase-argiloase, uneori la valori și mai reduse ca în cazul pămînturilor mîloase, a argilelor moi. La pămînturile coezive, unghiul de taluz scade cu cît crește adîncimea săpăturii. Pentru adîncimi de săpătură care depășesc 4 m, dimensionarea taluzurilor se face prin calcul, folosind metodele curente ale suprafețelor de lunecare cilindrice circulare.

Valoarea coeficientului de siguranță se alege între 1,20 și 2,00.

La pămînturile necoezive, unghiul taluzului este independent de adîncimea săpăturii și se ia mai mic decît unghiul taluzului natural în condițiile date de îndesare și drenaj. Determinarea unghiului de taluz natural se poate face prin încercări pe teren, turnînd materialul în grămezi. În cazul nisipurilor fine, afînate, saturate, trebuie avut în vedere pericolul de lichefiere sub acțiunea sarcinilor dinamice, a vibrațiilor etc.

Pentru adîncimi de săpături mai mici de 3—4 m, se pot lua în considerare, în mod indicativ, valorile din tabelul XII.21.

Tabelul XII.21

Panta taluzurilor

Natura pămîntului	Panta taluzului	
	Peste nivelul apei	Sub apă
Pămînturi mîloase-argiloase	1 : 2	1 : 5
Pămînturi prăfoase-argiloase	1 : 1,5	1 : 2
Pămînturi nisipoase	1 : 1,5	1 : 3
Nisipuri fine	1 : 2	1 : 4
Nisipuri și pietrișuri	1 : 1	1 : 2

În pămînturile stîncoase taluzul stabil depinde de natura și de caracteristicile de rezistență ale rocii și de condițiile locale de stratificație.

În toate cazurile este indicat, iar în cazul săpăturilor adînci este necesar, să se obțină avizul de specialitate geotehnic și de geologie inginerească.

Pe taluz este indicat să se prevadă berme de 1,50—2,00 m lățime la distanțe de 5—10 m pe verticală, pentru împiedicarea ravinării taluzurilor din șiroirea apei de ploaie și pentru ușurarea circulației și a lucrărilor de organizare. Bermele sînt necesare și pentru instalarea șirurilor de puțuri, în cazul epuismentelor în trepte.

4.2. SPRIJINIRI

În mod obișnuit, săpăturile cu pereți verticali nesprijiniți nu se execută cu adîncimi mai mari de 1,50 m. Trebuie executate sprijiniri și la adîncimi mai mici decît 1,50 m la săpături în mîluri, argile moi, nisipuri și pietrișuri afînate. Dacă săpătura se execută în material necoeziv sau sub nivelul apei subterane, sprijinirile trebuie executate închise, cu dulapi joantivi (sau palplanșe).

Săpăturile de adîncime medie (pînă la 4—5 m) se pot executa cu pereți verticali, nesprijiniți, numai în pămînturi stîncoase și în argile vîrtoase-tari, ferite de acțiunea apei. În nisipuri și pietrișuri cimentate sau cu liant argilos, sprijinirile se pot executa deschis, cu dulapi distanțați.

Dacă adîncimea săpăturii depășește 4—5 m, săpătura cu pereți verticali nesprijiniți se poate executa numai în roci sănătoase, nefisurate. Sprijinirea deschisă se admite numai la roci fisurate.

Dacă excavațiile se execută lîngă construcții existente, trebuie luate măsuri pentru asigurarea structurilor respective: săpăturile se execută pe tronsoane scurte care se armează,

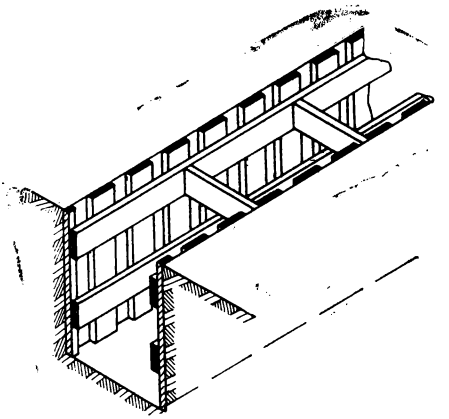


Fig. XII.90. Sprijinire cu dulapi distanțați.

respectiv în care se execută alternativ lucrările definitive; cînd este posibil se aleg soluțiile care permit încorporarea sprijinirilor în construcția definitivă; se execută subzidiri și lucrări speciale de consolidare, etc. Toate măsurile menționate trebuie fundamentate prin calcule de dimensionare, prin care să se asigure preluarea încărcărilor existente fără deformații suplimentare, periculoase pentru integritatea sau exploatarea construcțiilor învecinate. În tot timpul lucrului, trebuie organizat un sistem de urmărire a comportării construcțiilor învecinate.

Sprijinirile se execută din lemn (dulapi $d > 4$ cm, lemn rotund Ø 15—30 cm, cioplituri 16 × 16 — 30 × 30 cm), panouri, profile metalice, prefabricate din beton armat, palplanșe de lemn, metalice sau de beton armat. Deși sînt lucrări provizorii, materialul folosit, în particular lemnul, trebuie să fie de bună calitate.

Sprijinirea pereților săpăturilor se face cu dulapii așezați orizontal sau vertical aplicați ferm pe pereți, prin presare cu ajutorul șpraițurilor, contravîntuirilor sau contrafișelor, cu scopul de a împiedica orice deplasare a masivului de pămînt înconjurător. La săpăturile înguste (de exemplu pînă la lățimi de 3 m) sprijinirea se face cu șpraițuri din perete în perete, cu dulapi așezați distanțați (fig. XII.90) sau joantivi (fig. XII.91) în funcție de condițiile menționate anterior. Dulapii sînt sprijiniți în șpraițuri prin intermediul unor dulapi sau rigle și presiunea de aplicare se realizează cu ajutorul unor pene de lemn. După montare, riglele, șpraițurile și contravîntuirile se asigură prin scoabe. La adîncimi mai mari de 4 m se montează platforme de lemn care servesc ca puncte intermediare pentru evacuarea pămîntului excavat cu lopata.

Săpăturile sprijinite orizontal se execută, de obicei, pe tronsoane corespunzătoare lungimii dulapilor. Se sapă pe suprafața întregului tronson pe adîncimi variind între

0,30 și 2,00, m, atît cît permit condițiile locale, după care se execută sprijinirea peretelui pe adîncimea săpată. Săparea continuă succesiv, sub protecția sprijinirilor executate anterior.

În cazul tranșeelor de adîncime medie, executate cu utilaje speciale, săpătura se poate face (la pămînturile legate) pe toată adîncimea odată, urmînd ca execuția sprijini-

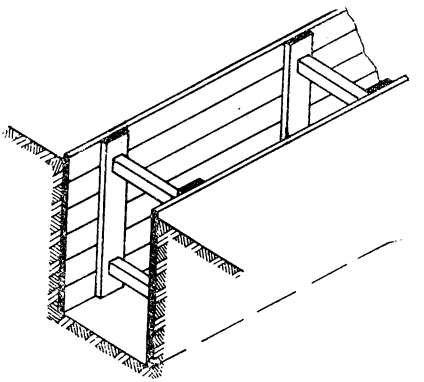


Fig. XII. 91. Sprijinirea cu dulapi joantivi.

rilor să se facă imediat după aceea. În astfel de cazuri sînt necesare avize și măsuri de siguranță speciale.

Sprijinirile cu dulapi verticali se folosesc pe porțiunile în care săpăturile au lungime mică sau trebuie executate pe tronsoane scurte de 2—4 m; ele sînt de preferat în terenurile mobile și în prezența apei subterane. Dulapii se bat pe măsură ce înaintează săpătura. La săpăturile adînci se folosesc dulapi sub formă de marciavante (fig. XII.92)

În cazul lucrărilor de amploare mai mare se folosesc panouri prefabricate de lemn, beton armat, panouri presate etc., precum și șpraițuri metalice filetate, ale căror lungimi pot fi reglate în raport cu lățimea săpăturilor.

În condiții locale grele (pămînturi mobile, în prezența apei subterane) dulapii verticali devin palplanșe cu capătul inferior fasonat și prevăzut cu sabot (fig. XII.93). Cînd condițiile de evacuare a apei din săpătură sînt grele, palplanșele de lemn se îmbină, sau se folosesc palplanșe metalice, de beton armat etc. În cazurile deosebit de defavorabile întîlnite la săparea puțurilor (adîncimi mari de săpare, prezența nisipurilor curgătoare etc.), sprijinirile obișnuite se înlocuiesc prin puțuri, chesoane deschise sau chiar chesoane cu aer comprimat.

Pentru executarea excavațiilor adînci (puțuri, fundații de pile, stîlpi etc.) se folosesc sprijinirile orizontale sau verticale, menținute cu ajutorul unor cadre închise (fig. XII.94) contravîntuite, fără sau cu rigle intermediare. Cadrele se execută din lemn rotund, cu îmbinări simple, solidarizate prin scoabe. Dimensiunile cadrelor sînt fixe, ajustările și exercitarea presiunii necesare realizîndu-se cu piese de furură și pene.

Dacă săpăturile au dimensiuni mari în plan, sprijinirea pereților este avantajos să se facă cu contrafișe dispuse astfel încît să preia în mod cît mai avantajos împingerea pămîntului (fig. XII.95).

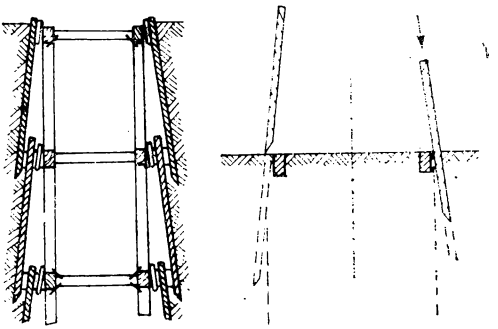


Fig. XII.92. Sprijinire cu marciavante.

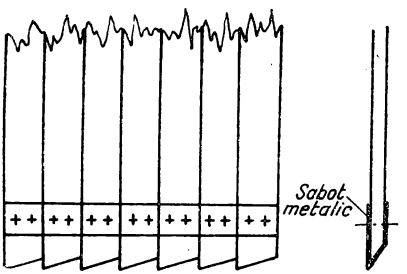


Fig. XII.93. Dulapi fasonați, cu sabot.

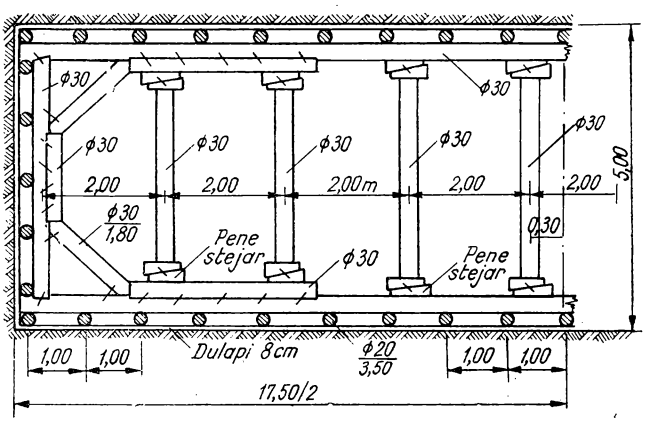


Fig. XII.94. Sprijinire cu cadre închise.

Pentru reducerea numărului de contrafișe și de elemente intermediare care micșorează gabaritul și produc dificultăți în executarea lucrărilor de bază, se folosesc elemente de rezistență metalice, sub formă de profile, de preferință I, U sau șine de c.f., bătute în pămînt la 1—2 m interval. Între aceste elemente se fixează dulapi de lemn, cu ajutorul penelor (fig. XII.96) sau a unor cîrlige speciale (fig. XII.97).

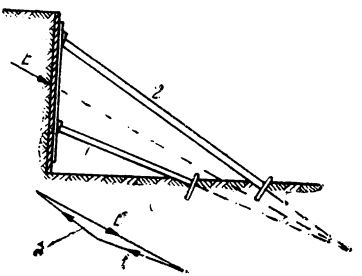


Fig. XII.95. Sprijinire cu proptele:
1, 2 — proptele.

Fig. XII.96. Fixarea dulapilor cu pene.

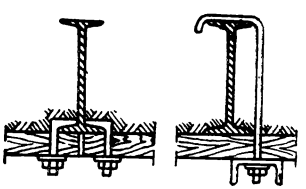


Fig. XII.97. Fixarea dulapilor cu cîrlige.

La săpăturile cu dimensiuni mari în plan, se execută tranșei perimetrale, eventual pe tronsoane scurte, în care se toarnă o parte din elementele componente ale construcției de bază, urmînd ca aceste elemente să servească drept sprijiniri pentru săpăturile ulterioare din interiorul gropii de fundație.

4.3. EXECUȚIA EXCAVAȚIILOR ÎN PĂMÎNTURI STÎNCOASE

Excavațiile în rocă se execută manual (cu ajutorul penelor, baraminelor, lomurilor, ciocanelor pneumatice) în cazul rocilor moi, cînd cantitățile de excavat sînt mici, cînd instalațiile și construcțiile învecinate nu permit folosirea exploziilor (structuri sau instalații sensibile la vibrații, zone de trafic important, spitale, școli, pericole de alunecări de teren etc.). La construcțiile hidrotehnice de barare, îndepărtarea ultimului strat de rocă,

în grosime de 0,50 — 1,00 m deasupra cotei de fundare, se face fără explozii, pentru micşorarea pericolului de fisurare şi dislocare.

În cazul tranşeelor înguste, găurile de explozii se dau pe un rînd, la tranşei late pe două sau pe mai multe rînduri (fig. XII.98).

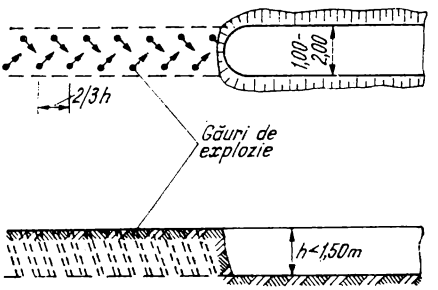


Fig. XII. 98. Darea găurilor de explozie pe două rînduri.

5. PALPLANŞE

Palplanşele pot fi de lemn, beton armat sau metalice. Palplanşele de lemn se execută din dulapi (fig. XII.99) sau din grinzi late de 20—30 cm şi se ascut la capătul inferior (fig. XII.100) în aşa fel încît să fie asigurat contactul permanent al îmbinării cu palplanşa bătută anterior. Vîrful se îmbracă cu un sabot din tablă. Capul de batere al palplanşei se întăreşte cu cercuri de fier. Pentru a rezista la eforturile din timpul baterii, grosimea *d* a palplanşei nu trebuie să scadă sub următoarele valori:

Lungimea, în m	3	5	7	9	10	12	14
Grosimea *d*, în cm	5	10	15	18	20	24	26

Palplanşele de beton armat (fig. XII. 101, *a*, *b*) se utilizează numai cînd se prevede încorporarea lor în construcţia definitivă. Dimensionarea secţiunii se face ţinînd seama de solicitările din timpul transportului şi baterii.

Palplanşele metalice pot fi bătute pînă la circa 30 m adîncime, în funcţie de natura terenului. Se execută din fiare profilate obişnuite, de preferinţă însă sub formă de profile speciale în U (fig. XII. 102, *a*), în S (fig. XII. 102, *b*), în Z (fig. XII. 102, *c*), sau profile plane (fig. XII.102, *d*) pentru sprijiniri de mică înălţime; profilele se execută de

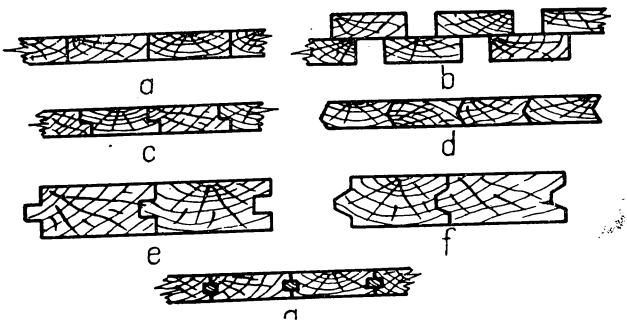


Fig. XII.99. Palplanşe de lemn:
a, b, c, d, e, f, g – diferite moduri de îmbinare.

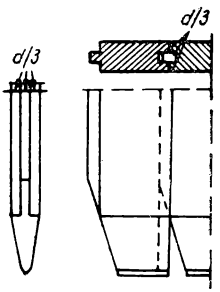


Fig. XII.100. Vîrful palplanşelor.

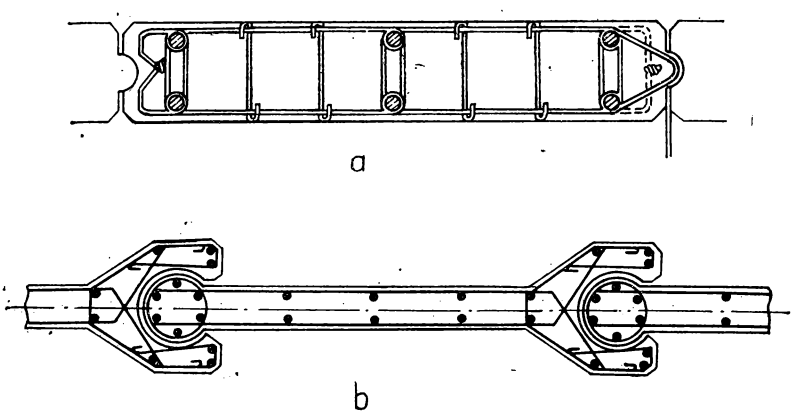


Fig. XII.101. Palplanşe de beton armat.

obicei cu lățimea de 40 cm și cu momente de rezistență variabile, în general între 50 și 3 000 cm³. Modulul de rezistență al peretelui de palplanșe se ia în calcul astfel :

- pentru palplanșe de profil U, $W = 0{,}75\ W_{xx}$;
- pentru palplanșe de profil S, $W = 0{,}85\ W_{xx}$
- pentru palplanșe de profil Z, $W = W_{xx}$.

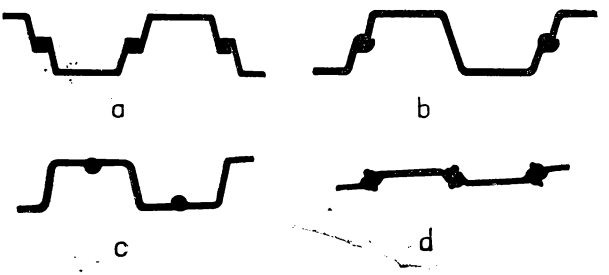


Fig. XII.102. Profile de palplanșe metalice.

5.1. CALCULUL PALPLANȘELOR

5.1.1. **Palplanșa încastrată în pământ, liberă la partea superioară** (fig. XII.103). Adîncimea de batere se ia $t \approx 1{,}20\ t_0$; t_0 rezultă din rezolvarea prin încercări a ecuației

$$t_0^3 - \frac{6P}{\gamma\,(K_p - K_a)}\,t_0 - \frac{6P}{(K_p - K_a)}\,h = 0, \qquad \text{(XII.53)}$$

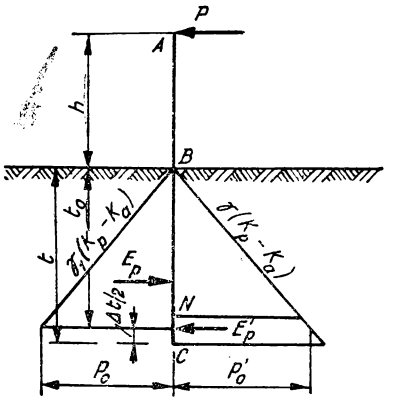


Fig. XII.103. Schema de calcul a palplanșei încastrate în pământ, neancorate.

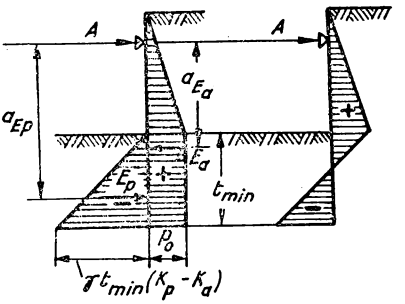


Fig. XII.104. Schema de calcul a palplanșei încastrate în pământ, ancorate.

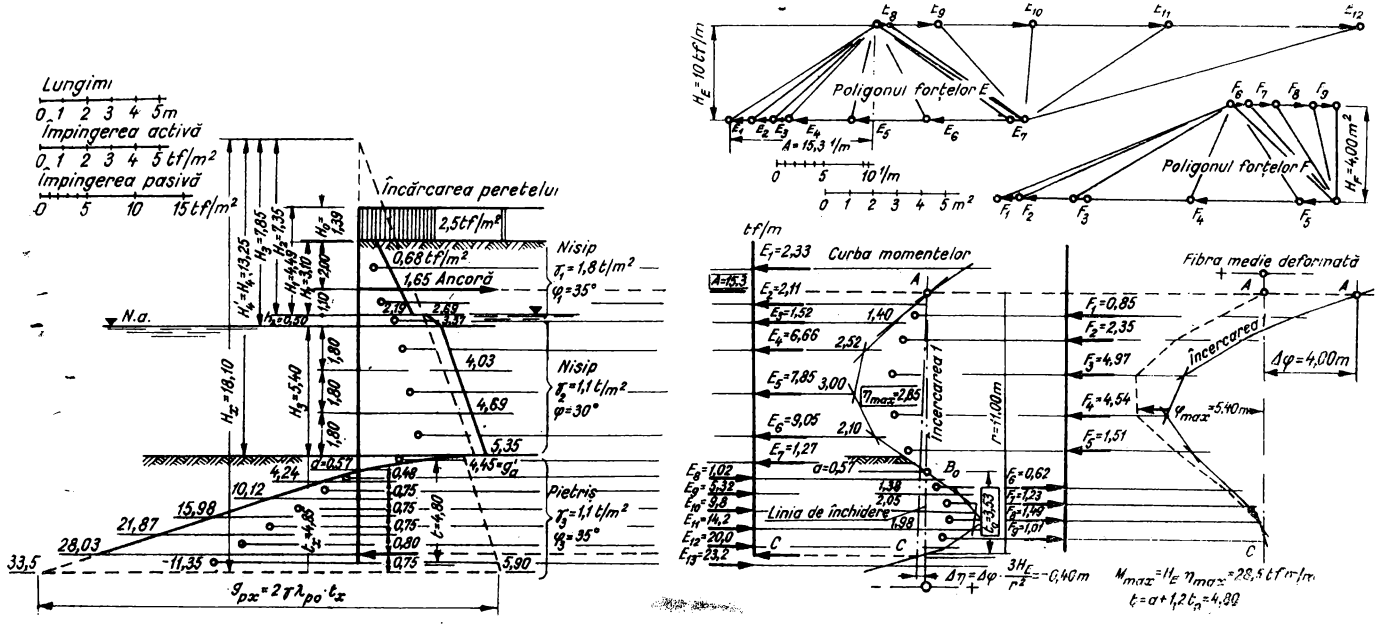


Fig. XII.105. Calculul grafic al palplanșei încastrate în pământ, ancorate.

P, în tf/m, fiind proiecția pe orizontală a rezultantei forțelor (împingerilor) care acționează asupra părții din palplanșă situate deasupra nivelului terenului. Secțiunea palplanșei se alege în funcție de momentul încovoietor maxim.

În situații de încărcare mai complexe, calculul se face grafic, prin construirea poligonului funicular pentru diferite valori succesive ale lui t_0, pînă se obține închiderea poligonului funicular pe linia de acțiune a forței E_p.

5.1.2. **Palplanșa simplu rezemată în pămînt, sprijinită (ancorată) la partea superioară.** Distribuția de calcul a presiunii pămîntului este redată în fig. XII.104.

Adîncimea de batere necesară t_{min} se determină din ecuațiile de proiecție pe orizontală și de momente, în raport cu punctul de ancorare. Calculul grafic se face prin construirea poligonului funicular. Din punctul de intersecție al primei raze a poligonului funicular cu linia de acțiune a ancorajului se duce o tangentă la poligonul funicular. Punctul de tangență corespunde adîncimii t_{min} pînă la care trebuie bătută palplanșa.

Se recomandă reducerea presiunii pasive în calcul cu un coeficient de siguranță cuprins între 2 și 3.

5.1.3. **Palplanșă încastrată în pămînt și ancorată la partea superioară.** Fibra medie deformată și distribuția de calcul a presiunii pămîntului sînt redate în fig. XII.105. Problema fiind static nedeterminată, se folosește condiția suplimentară ca deplasarea palplanșei în punctul de ancorare să fie nulă.

Calculul analitic aproximativ se face considerînd partea superioară a palplanșei ca fiind simplu rezemată în punctul de ancoraj A și în punctul de încărcare nulă B (fig. XII.106). Se determină reacțiunile A și B și momentul încovoietor maxim din partea superioară a palplanșei. Adîncimea de batere rezultă din relația:

$$t = a\,(1{,}10\ldots1{,}20)\sqrt{\frac{6\,B}{2\,K_p - K_a}}. \qquad \text{(XII.54)}$$

Calculul grafic (fig. XII.105) se face prin încercări. Se construiește poligonul funicular pornind de la o adîncime de batere arbitrar aleasă, care se corectează pînă cînd fibra medie deformată, construită grafic ca în figură, corespunde deplasării nule a palplanșei în punctul de ancorare.

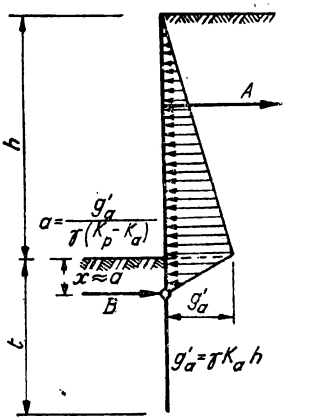


Fig. XII.106. Metoda grinzii înlocuitoare.

5.2. CALCULUL ANCORAJELOR

Ancorajele sînt alcătuite din tiranți de obicei din bare de oțel rotund sau profilat, prevăzute cu articulații și manșoane de strîngere și fixați de plăci de ancoraj îngropate în pămînt sau de grupe de piloți (fig. XII.107, *a*, *b*). Plăcile de ancoraj pot fi de lemn, de beton armat, continue sau izolate. Plăcile se calculează la încovoiere sub împingerea pasivă a prismului de pămînt pe care-l antrenează.

Plăcile de ancoraj se amplasează pe cît posibil în zona *4* din fig. XII.108.
Plăcile continue se calculează (fig. XII.109) din ecuația de echilibru pe orizontală:

$$R = \frac{E_p}{\eta} - E_a,$$

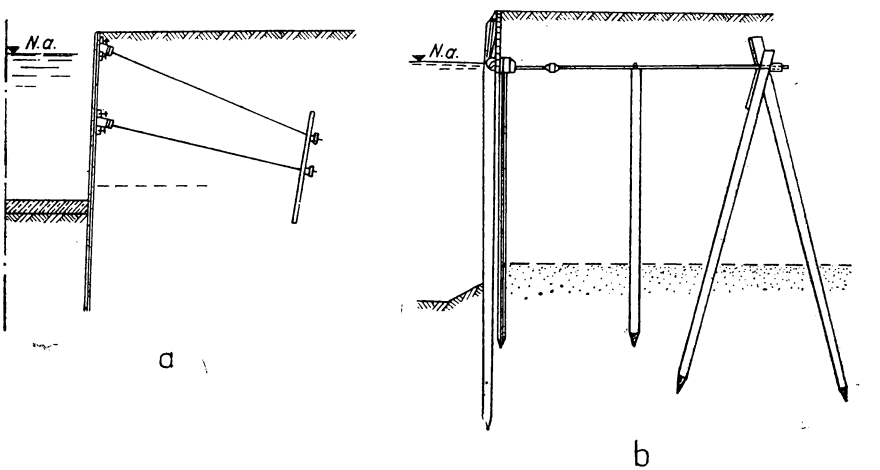


Fig. XII.107. Tipuri de ancoraje.

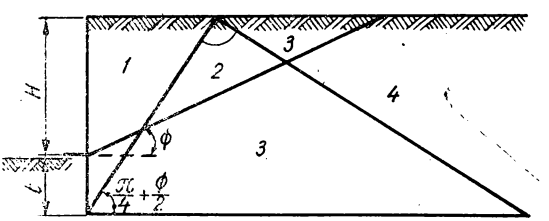


Fig. XII.108. Amplasarea plăcilor de ancoraj:
1 – zonă interzisă; *2* – zonă nesigură; *3* – zone nerecomandabile; *4* – zonă recomandabilă.

în care R este mărimea forței de ancorare, pe metru, iar $\eta > 2$ este coeficientul de siguranță. Valorile presiunii pămîntului se calculează cu relațiile:

$$E_a = \frac{1}{2}\gamma\, K_a\, (t_2^2 - t_1^2);$$

$$E_p = \frac{1}{2}\gamma\, (K_p\, t_2^2 - K_a\, t_1^2).$$

În cazul plăcii izolate de lățime b (fig. XII.110), se ține seama de frecarea pe suprafețele laterale ale prismului de pămînt antrenat. Calculul forței de ancoraj R se face cu relația:

$$R = \frac{1}{\eta}\left[\frac{1}{2}\gamma\, b\,(K_p\, t_2^2 - K_a\, t_1^2) + \frac{1}{3}\gamma\, LK_a\, t_2^2\, \mathrm{tg}\,\Phi\right] - \\ - \frac{1}{2}\gamma\, b\, K_a\,(t_2^2 - t_1^2). \qquad \text{(XII.55)}$$

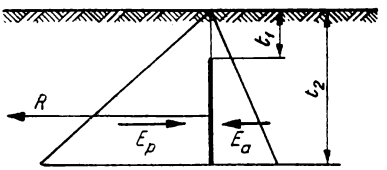


Fig. XII.109. Schema de calcul a plăcii de ancoraj continue.

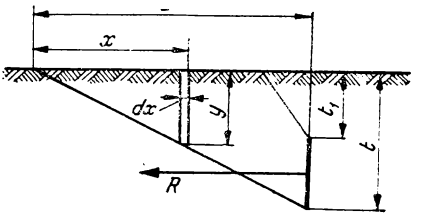


Fig. XII.110. Schema de calcul a plăcii de ancoraj izolate.

Pentru coeficientul de siguranță η se ia o valoare egală cu cel puțin 2.

6. EVACUAREA APEI DIN GROAPA DE FUNDAȚIE

Lucrările de excavație încep, ca regulă generală, dinspre aval către amonte, pentru ușurarea evacuării gravitaționale a apelor colectate.

Cînd gropile de fundație au dimensiuni mari sau cînd există pericol de inundare din exterior, este necesar să se prevadă instalații de pompare dimensionate în raport cu mărimea debitelor ce trebuie evacuate.

La lucrările de excavație sub nivelul apei subterane se prevăd mijloace pentru evacuarea debitelor infiltrate prin taluzuri și prin fundul săpăturii. Săpăturile în pămînturi coezive, consolidate, cu permeabilitate redusă nu necesită măsuri speciale, debitele fiind mici și stabilitatea fiind în general asigurată. În astfel de cazuri este necesar să se verifice dacă distanța pînă la eventuale straturi cu permeabilitate mai mare este suficientă pentru a împiedica străpungerea hidrodinamică a stratului coeziv excavat. Săpăturile sub nivelul apei subterane în terenuri necoezive se fac cu taluzuri ale căror pante se dimensionează la acțiunea hidrodinamică a apei. Pentru pietrișuri și nisipuri grosiere se poate lua ca unghi de taluz unghiul β care rezultă din relația $\mathrm{tg}\,\beta = \frac{\mathrm{tg}\,\Phi}{2}$, Φ fiind unghiul de taluz natural al materialului uscat. În cazul nisipurilor fine și al pă-

mînturilor prăfoase, puțin coezive, stabilitatea este determinată de condiția de antrenare a particulelor pe taluz de către apa care se scurge pe suprafața taluzului. Din această condiție rezultă taluzuri foarte line, care nu pot fi luate în considerare din motive economice. În astfel de pămînturi, săpăturile se execută sub protecția unor sprijiniri impermeabile: palplanșe, ecrane antifiltrante, puțuri prefabricate din beton etc. Palplanșele din lemn nu se recomandă în cazul pămînturilor fine, nestabile, din cauză că nu asigură o impermeabilizare satisfăcătoare. Cele mai indicate sînt palplanșele metalice. La adîncimi

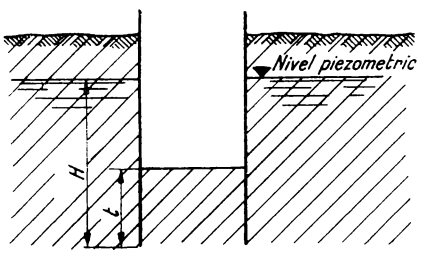


Fig. XII.111. Adîncimea de batere a palplanșelor în mediu omogen.

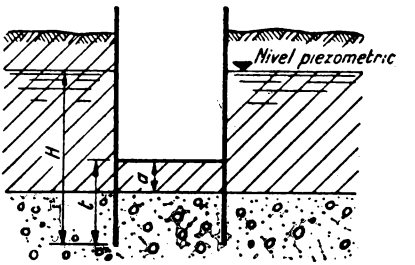


Fig. XII.112. Adîncimea de batere a palplanșelor în mediu neomogen.

mici se folosesc palplanșele plane (v. fig. XII.102, *d*), șpraițuite sau sprijinite cu ajutorul unor cadre orizontale. La adîncimi mari se folosesc diferite profile în S, Z sau U (v. fig. XII.102), cu momente de inerție alese în funcție de solicitările la care sînt supuse. La capătul inferior, palplanșelor se încastrează de obicei în pămînt. În partea superioară ele pot fi lăsate nesprijinite, pot fi sprijinite sau se pot ancora în afara amprizei săpăturii, în funcție de adîncimea de încastrare și de mărimea împingerii pămîntului.

Adîncimea de încastrare a palplanșelor se alege și în funcție de condițiile hidrogeologice. Palplanșele se bat sub cota fundului săpăturii la o adîncime t suficientă pentru a împiedica antrenarea materialului prin acțiunea curentului de infiltrație. În mediu omogen (fig. XII.111), valoarea t se calculează din relația:

$$i = \frac{H - t}{H + t} < \frac{i_{cr}}{n_s}, \qquad \text{(XII.56)}$$

în care: i este gradientul mediu de ieșire a apei prin fundul gropii;

i_{cr} — gradientul critic, cu valori cuprinse între 0,50 pentru prafuri nisipoase, nisipuri fine și 1 pentru nisipuri grosiere;

n_s — coeficientul de siguranță pentru care se pot admite valori cuprinse între 1,20 și 3,00, în funcție de importanța construcției și de precizia de cunoaștere a datelor de bază.

Dacă terenul este neomogen, situația poate fi agravată prin contactul direct al fundului săpăturii cu strate de mare permeabilitate și calculele trebuie făcute în consecință.

Spre exemplu, în situația din fig. XII.112, gradientul de ieșire este mult mai mare decît în cazul anterior și poate atinge valoarea aproximativă:

$$i = \frac{H - t}{a}, \qquad \text{(XII.57)}$$

dacă stratul inferior este foarte permeabil.

În acest caz este necesară o adîncime mult mai mare de batere a palplanșelor sau trebuie să se recurgă la executarea săpăturii și turnarea betonului sub apă, la coborîrea nivelului apei subterane sau la executarea fundațiilor cu ajutorul chesoanelor cu aer comprimat.

Pentru evacuarea directă a apei infiltrate în groapa de fundație se execută rețele de rigole și șanțuri de colectare, menținute în permanență cu 0,30—0,80 m sub cota săpăturii. Desimea rigolelor se alege în raport cu natura terenului, astfel încît să fie posibilă săparea în uscat. Apa este colectată în puțuri de absorbție de circa 1 m adîncime, amenajate în punctele cele mai coborîte ale excavației și prevăzute cu un strat de pietriș cu rol de filtru invers (fig. XII.113). În puț se instalează sorbul pompei, astfel încît să fie asigurată concomitent o distanță de la fundul puțului de 30—50 cm și o înecare suficientă. Sistemul de drenaj se adaptează continuu, pe măsura avansării săpăturii. La debite mici, din gropi de fundație de dimensiuni reduse (în general în terenuri avînd $k < 10^{-4}$ cm/s), evacuarea apei se face cu găleata sau cu pompa de mînă cu funcționare intermitentă. La debite mari, în terenuri permeabile, se folosesc electropompe sau motopompe instalate pe platforme, astfel încît să nu fie depășită înălțimea de absorbție (circa 6 m). Numărul pompelor, debitele și înălțimile de refulare se aleg astfel încît să permită o funcționare elastică, fără porniri și opriri dese.

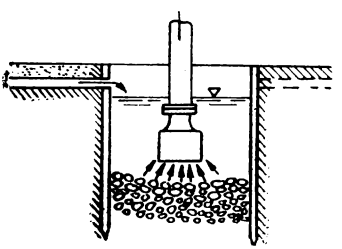


Fig. XII.113. Puț de evacuare.

6.1. COBORÎREA NIVELULUI APEI SUBTERANE

Săpăturile adînci, în special în pămînturi nestabile (prafuri puțin coezive, nisipuri fine), se execută prin coborîrea nivelului apei subterane cu ajutorul unor drenuri adînci, îngropate, sau de preferință cu ajutorul puțurilor, respectiv a șirurilor de puțuri. Metoda are avantajul că modifică sensul de scurgere a apei de infiltrație, împiedicînd debușarea ei pe taluzuri sau prin fundul săpăturii și contribuind în acest fel la stabilizarea taluzurilor, sau a pereților excavației.

Puțurile se instalează pe un contur circumscris gropii de fundație, după ce în prealabil s-a atins în săpătură directă cu taluz, o cotă superioară cu aproximativ 50 cm nivelului apei subterane. După instalarea puțurilor, săpătura continuă pe măsura coborîrii nivelului apei subterane. În caz de nevoie, se instalează în continuare șiruri de puțuri, în trepte (fig. XII.114). Un șir de puțuri poate asigura în condiții obișnuite o denivelare de 3—4 m.

Puțurile se execută prin forarea unor găuri de 150—350 mm; ele se pot executa și prin batere sau prin spălare. Armarea puțurilor se face cu un filtru metalic Ø 80 — ∅ 150 mm, din tablă perforată, în jurul căruia se instalează un strat drenant de pietriș mărgăritar. În situații de teren dificile, stratul drenant se dimensionează după principiul filtrelor inverse, putînd fi alcătuit din mai multe straturi succesive, concentrice. Distanța dintre puțuri rezultă din calcule; în mod obișnuit, ea este de 5—10 m. Adîncimea

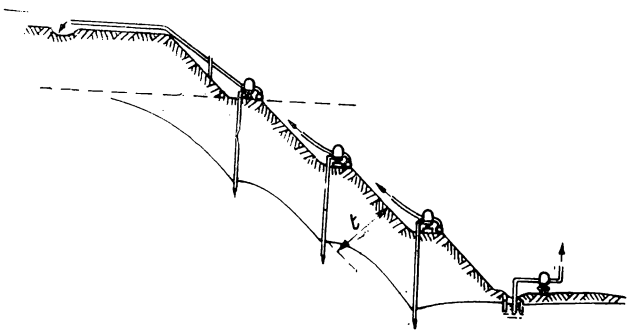


Fig. XII.114. Epuismente în trepte.

puțurilor este de 8—10 m. În puț se introduce sorbul legat la un tub colector Ø 150— — Ø 300 mm, care duce la stația de pompare. Amplasarea puțurilor, colectoarelor și stațiilor de pompare se face pe taluzurile săpăturii, ținînd seama de înălțimea de absorbție care nu depășește în general 6 m.

Debitul colectat de un șir de puțuri amplasate pe marginea unei săpături în tranșee îngustă de lungime l este:

$$Q = k \frac{H^2 - h^2}{2R} l, \tag{XII.58}$$

unde R este raza de influență a puțului pentru care se poate lua:

$$R = 3\,000\, s \sqrt{k}\ [\text{m}], \tag{XII.59}$$

s fiind denivelarea necesară și k fiind exprimat în m/zi.

Pentru o incintă de formă oarecare care poate fi aproximată cu un patrat de suprafață A, debitul necesar pentru obținerea denivelării s (fig. XII.115) se calculează într-o primă aproximație din relația:

$$Q = \frac{\pi k (H^2 - h^2)}{\ln \dfrac{R}{r_0}}, \tag{XII.60}$$

în care $r_0 = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$ este raza unui puț echivalent întregii gropi de fundație.

Debitul capabil al unui puț se calculează folosind formula empirică a lui Sichardt :

$$q = \frac{2\pi r \cdot h \sqrt{k}}{15}, \qquad \text{(XII.61)}$$

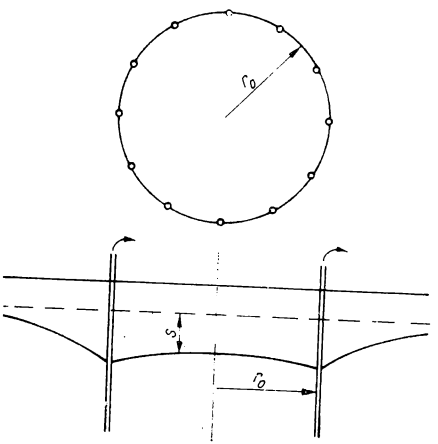


Fig. XII.115. Puț echivalent de rază r_0.

dimensiunile fiind în m și s. Numărul de puțuri rezultă din $n = Q/q$. Calcule mai exacte se fac folosind metodele hidraulicii subterane, adaptate la situațiile locale concrete. Metodele aproximative arătate mai înainte se referă la puțuri perfecte, care pătrund pe întreaga adîncime în stratul acvifer omogen. Dacă puțul este imperfect, debitele ce trebuie pompate pentru obținerea aceleiași denivelări sînt mai mari și se calculează din cele corespunzătoare puțului perfect, aplicînd un coeficient de corecție de aproximativ 1,20.

6.2. FILTRELE ACICULARE

Pentru coborîrea nivelului apei în pămînturi cu permeabilitatea cuprinsă între 1 și 50 m/zi se folosesc filtrele aciculare. Ele pot fi folosite în trepte, fiecare treaptă putînd asigura, în funcție de natura terenului, coborîri ale nivelului apei de 3—5 m.

Filtrele propriu-zise sînt alcătuite din tuburi metalice Ø 40— Ø 50 mm, perforate, acoperite cu sită fină, sau din tuburi de material plastic cu șlițuri longitudinale de 0,20— —0,30 mm.

Filtrele lungi de 1 m se montează prin înșurubare la capătul unor țevi din tronsoane, ale căror lungimi pot fi reglate după necesități și care se introduc în pămînt prin batere sau de preferință prin spălare cu jeturi de apă sub presiune de 4—10 at. În acest scop,

capătul inferior al filtrului este prevăzut cu un dispozitiv cu supapă sau bilă care permite ieșirea apei de spălare, însă împiedică pătrunderea apei din exterior în timpul exploatării instalației (fig. XII.116). Filtrele se dispun pe conturul excavației la distanțe variind între 0,60 și 3,00 m și sînt interconectate la stația de pompare, prin intermediul unor țevi flexibile și a unor colectoare Ø 100—Ø 250 mm. La adîncimi de săpare mai mari, epuismentele se execută în trepte succesive, instalate pe bermele taluzurilor.

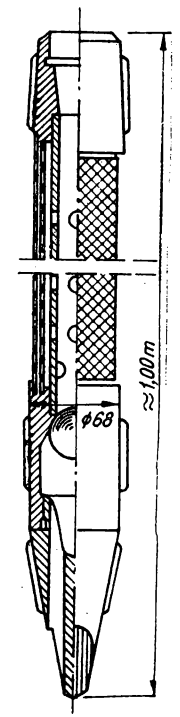


Fig. XII.116. Filtru acicular.

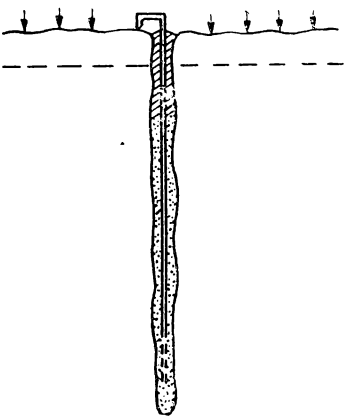


Fig. XII.117. Filtru acicular vacuumat.

Randamentul instalației de filtre aciculare poate fi sporit în pămînturile cu permeabilitate mai mică decît 1 m/zi, prin folosirea metodei de vacuum. Pentru aceasta, la introducerea filtrului în pămînt se efectuează o spălare prelungită a terenului din jurul lu și golul format, cu diametrul de circa 200 mm, se umple cu nisip mijlociu-mare (fig. XII.17). În partea superioară, golul se burează cu material argilos impermeabil. Pomparea se face folosind o pompă de vid, capabilă să coboare presiunea din jurul filtrului, la fracțiuni reduse din presiunea atmosferică. Metoda este foarte eficace și pentru consolidarea pămînturilor argiloase-mîloase.

În țară se folosesc instalații sovietice LIU 2, 3 și 5, cu cîte 24 respectiv cu 100 filtre, ultimul tip fiind prevăzut cu agregate de pompare centrifugale, de construcție specială, cu pompe de vid.

Dimensionarea instalațiilor de filtre aciculare se face în general prin metode empirice, prezentate în prospectele respective. La instalațiile LIU, calculul debitului de evacuat se face cu ajutorul relației:

$$Q = \alpha\, k\, s \left[\frac{\text{m}^3}{\text{h}}\right], \qquad \text{(XII.62)}$$

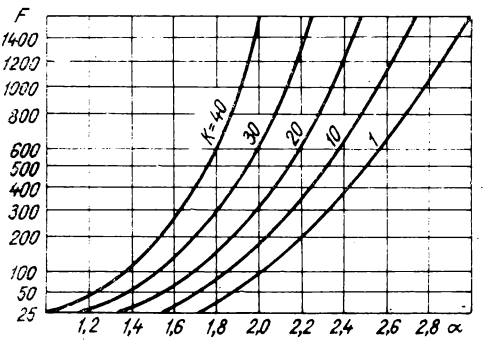


Fig. XII.118. Graficul coeficientului α pentru filtre aciculare.

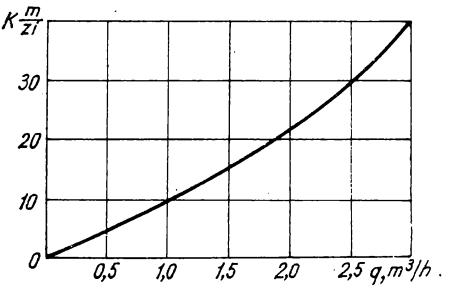


Fig. XII.119. Graficul capacității de debit a filtrului.

în care: k este coeficientul de infiltrație, în m/zi;

s — adîncimea necesară de coborîre a nivelului apei, în m;

α — coeficientul cu dimensiunea în m, care se determină cu ajutorul graficului din fig. XII.118, în funcție de coeficientul k și de suprafața F pe conturul căreia sînt instalate filtrele.

Capacitatea de debit a unui filtru se determină folosind graficul din fig. XII. 119.

6.3. POMPAREA DE ADÎNCIME

La executarea săpăturilor de mare adîncime este indicată coborîrea nivelului apei subterane prin epuismente din puțuri adînci, de mare diametru (1—3 m), care constituie în multe cazuri și soluția cea mai economică. Se folosesc pompe submersibile capsulate, air-lifturi etc. Schema de lucru a unei instalații de pompare de adîncime este arătată în secțiunea din fig. XII.120.

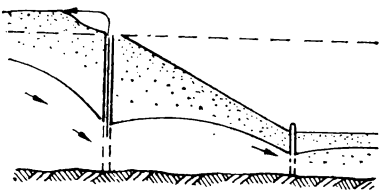


Fig. XII.120. Schema instalației de pompare de adîncime.

La alegerea schemei epuismentului trebuie să se țină seama de faptul că eficiența maximă a pompărilor se obține atunci cînd filtrele sînt instalate în straturile cele mai permeabile ale terenului de fundație.

7. BETONAREA SUB APĂ

Nu se admite realizarea prin turnare decît a betoanelor de umplutură și a părților din fundații solicitate la compresiune. Pentru aceste elemente se iau în considerare rezistențe la compresiune egale cu ale pietrișurilor.

Betonul turnat sub apă trebuie să aibe un dozaj minim de 300—320 kg-ciment/m³-beton, să fie fabricat cu pietriș de rîu pentru o bună lucrabilitate, cu adaos de puzzolană sau trass. Se folosește ciment marca 300, corespunzător gradului de agresivitate a apei.

Sînt necesare măsuri pentru împiedicarea segregării și spălării cimentului în timpul operației de turnare sau de către curenți. Este bine ca turnarea să se facă în incinte închise.

Betonul se poate cufunda în saci, așezarea acestora făcîndu-se cu scafandri. Metoda este folosită pentru nivelarea fundului săpăturii sau pentru crearea de incinte în interiorul cărora se continuă turnarea betonului prin alte metode.

În incinte de dimensiuni reduse, din palplanșe, în chesoane, piloți turnați pe loc, betonul se poate turna cu găleți sau cu lăzi prevăzute cu clapă de fund care se deschide a mică înălțime deasupra suprafeței betonului turnat.

7.1. METODA CU PÎLNIE MOBILĂ

Metoda cu pîlnie mobilă (fig. XII.121) realizează turnarea continuă a betonului în benzi și cu ridicarea treptată a tubului metalic de turnare Ø 200—Ø 300 mm. Tubul se menține mereu plin pentru a se evita suprafețele de separație de slabă rezistență.

7.2. METODA CU PÎLNIE FIXĂ

Metoda de turnare a betonului cu pîlnie fixă (fig. XII.122) foloseşte tuburi de turnare cu poziţie fixă în plan. Tuburile se ridică pe măsura turnării betonului, extremitatea inferioară fiind menţinută la circa 1 m sub suprafaţa acestuia. Stratul superficial de beton, care suferă acţiunea de spălare a apei, se îndepărtează după terminarea turnării. O pîlnie asigură turnarea pe o suprafaţă de 6 × 6 m. Pentru suprafeţe mai mari se execută cofraje intermediare sau se betonează cu mai multe pîlnii simultan.

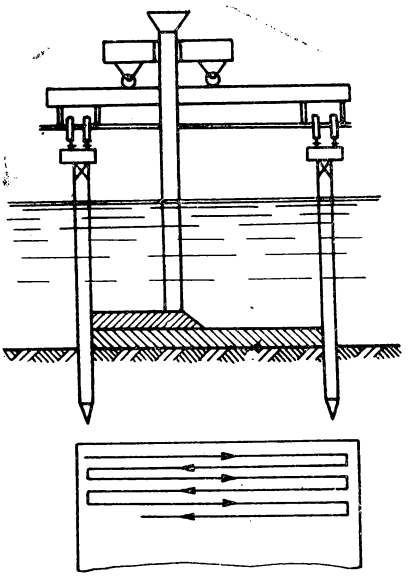


Fig. XII.121. Metoda de turnare a betonului cu pîlnie mobilă.

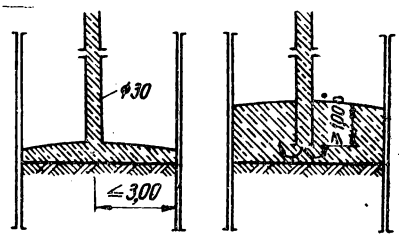


Fig. XII.122. Metoda de turnare a betonului cu pîlnie fixă.

Metoda cu pîlnie fixă poate fi folosită şi pentru executarea elementelor în elevaţie, betonul astfel turnat nefiind supus restricţiilor de rezistenţă ca în cadrul celorlalte metode.

Pentru betonarea cu pîlnia mobilă sau fixă se pot folosi pompe de beton. În unele cazuri, pompele de beton pot fi folosite la turnarea betonului sub apă şi fără instalaţii intermediare, procedînd ca în metoda cu pîlnie fixă.

7.3. BETONAREA SUB APĂ PRIN INJECŢII CU MORTAR

Incinta de betonare se umple cu pietriş sau cu piatră spartă în care se injectează mortar cu ajutorul pompelor de mortar. Tuburile de injectare Ø 60 — Ø 50 mm se fixează înainte de executarea umpluturii, la distanţe de 1,50—3,00 m, în funcţie de mărimea golurilor din umplutura de piatră. Debitul de mortar se calculează la 0,30 m^3/h, m^2 de suprafaţă de turnare.

Pentru buna lucrabilitate a mortarului este necesară o granulație fină a nisipului i (d_{60} = 0,30 mm; d_{40} = 1,15 mm), dozajul ciment : nisip = 1 :1...1 :2,50, raportul apă : ciment = 0,80...1,00; este recomandabilă adăogarea de plastifiante.

BIBLIOGRAFIE

1. Botea, E., Stănculescu, I. *Curs de fundații.* București, 1955.
2. Chellis, R. *Pile Foundations.* New York, 1951
3. Galabru, P. *Les fondantions et les souterrains.* Paris, Eyrolles, 1963.
4. Huntington, W. *Earth pressures and retaining Walls.* New York, 1957.
5. Iaropolski, I. V. *Osnovaniia i fundamentl.* Leningrad, Gostizdat, Vod. transp., 1954.
6. Lehr' H. *Fundații.* București, Editura tehnică, 1955.
7. Leonards. G. A. *Foundation Engineering.* New York—London, Mc Graw—Hill, 1962.
8. Lihaciov, V. P., ș.a. *Metode de calcul al stabilității și rezistenței construcțiilor hidrotehnice* (trad. din l. rusă). București, Editura tehnică, 1963.
9. Păunescu, M. *Folosirea vibrațiilor la executarea unor lucrări de fundații.* București, Editura tehnică, 1966.
10. Ryhsinghani, A. *Plates subjected to concentrated loads and moments.* Chicago, 1961.
11. Schoklitsch, A. *Der Grundbau.* Viena, Springer, 1952.
12. Schoklitsch, A. *Handbuch des Wasserbaues.* Vien, Springer, 1950—1952.
13. Teng, W. *Foundation design.* New York, Englewood cleffs, 1962.
14. Terzaghi, K., Peck, R. B. *Soil mechanics in engineering practice.* New York, John Wiley, 1954.
15. Țîtovici, N. A. *Teoriia i praktika fundamentovstroieniia.* Moskva, Stroizdat, 1964.
16. Tölke, F. *Talsperren, Handbibl. für Baningenieure,* Berlin, 1938.
17. Tschebvtarioff, G. P. *Soil mechanics, foundations and earth structures.* New York, London, Mc. Graw-Hill, 1955.
18. *Colecția de normative privind terasamente, sprijiniri, epuismente, fundații.* București, Editura tehnică, 1961.
19. *Grundbau-Taschenbuch.* Berlin, Wilhelm Ernst, u Sohn, 1966.
20. *Manualul inginerului constructor.* București, Editura tehnică 1952.,
21. *Normativ pentru executarea și recepționarea fundațiilor pe chesoane deschise și cu aer comprimat.* București, M. T. Tc., 1965.
22. *Sixth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.* Montreal, 1965.
23. *Specification for design of retaining walls.* Am. Railway Eng. Association.
24. *Standard specification.* Am. Ass. of State Highwai Off.
25. *Studyni tip prace.* Praha, 1961.
26. *Tehniceskii spravocinik jelezo-dorojnika.* Moskva, Gostizdat jel dor transp., 1950.

SECȚIUNEA XIII

MATERIALE PENTRU CONSTRUCȚIILE HIDROTEHNICE

Ing. E. JUSTER
Conf. dr. ing. E. STĂNESCU
Chim. S. BUDU

CUPRINS

1. Introducere (Ing. Eduard Juster) 999
2. Betonul şi betonul armat (Ing. Eduard Juster) 999
   2.1. Generalităţi 999
   2.2. Caracteristici de bază şi condiţii tehnice 1000
   2.3. Materialele componente ale betonului şi betonului armat hidrotehnic . . 1001
   2.4. Tehnologia betonului 1008
   2.5. Durabilitatea betonului 1014
   2.6. Proprietăţile fizico-mecanice ale betonului 1022
   2.7. Controlul calităţii betonului hidrotehnic 1029
   2.8. Betoane hidrotehnice speciale 1034
3. Unele particularităţi ale calculului secţiunilor de beton şi beton armat ale construcţiilor hidrotehnice (Ing. Eduard Juster) 1036
   3.1. Generalităţi 1036
   3.2. Eforturi de temperatură 1036
   3.3. Contrapresiunea apei în beton 1036
4. Materiale locale (Conf. dr. ing. Eugen Stănescu) 1040
   4.1. Generalităţi 1040
   4.2. Pămînturi 1040
   4.3. Pămînturi îmbunătăţite şi stabilizate 1045
   4.4. Piatra naturală 1048
5. Alte materiale (Chim. Sabin Budu) 1052
   5.1. Metalele 1052
   5.2. Lemnul 1053
   5.3. Bitumurile 1054
   5.4. Azbocimentul 1058
   5.5. Materiale din polimeri 1058
   5.6. Hidroizolaţiile 1059
   Bibliografie 1064

1. INTRODUCERE

Diversitatea mare a construcțiilor hidrotehnice și caracterul foarte variat al condițiilor în care sînt puse să lucreze necesită din partea materialelor de construcție folosite la execuția acestor lucrări caracteristici și calități deosebite.

Evitarea degradărilor și distrugerii construcțiilor, obținerea unei soluții economice nu pot fi realizate fără cunoașterea detaliată a condițiilor de exploatare a construcției: intensitatea sarcinilor și variația lor în timp, caracterul dinamic al unora din aceste sarcini și efectul de oboseală pe care-l pot produce în materialul de construcție, caracterul coroziv al apelor, variațiile de temperatură și acțiunea de îngheț-dezgheț, acțiunea erozivă a curentului de apă etc. reprezintă cele mai importante aspecte, nu numai prin influența lor izolată, dar în special prin efectul conjugat pe care-l poate avea suprapunerea acestor solicitări asupra materialului din care este executată construcția.

Din această cauză alegerea de către proiectant și punerea în operă de către executant a materialelor de construcție trebuie să țină seama de caracteristicile, performanțele și comportarea în timp a acestora, în vederea folosirii lor cît mai competente și corespunzătoare condițiilor date.

Materialele de construcție pentru construcțiile hidrotehnice se pot împărți în 3 grupe:

— beton și beton armat, constituind materialul de bază pentru majoritatea construcțiilor hidrotehnice;

— materiale locale: roca stîncoasă sub formă de fragmente, depozite aluvionare și pămînturi, constituind materialul din care se realizează construcțiile de pămînt din cadrul amenajărilor hidrotehnice;

— alte materiale: în special metalele, materialele bituminoase, rășinile sintetice și materialele plastice, azbocimentul etc., materiale utilizate pentru construcții și elemente de construcție speciale, protecții, izolări, etanșări etc.

În alte secțiuni ale manualului se dau indicații asupra unor materiale cu folosire specifică.

2. BETONUL ȘI BETONUL ARMAT

2.1. GENERALITĂȚI

Materialul cel mai larg folosit în construcțiile hidrotehnice este betonul, respectiv betonul armat. Obținerea unui beton corespunzător din punct de vedere tehnic și economic presupune:

— stabilirea corectă a condițiilor tehnice ce se pun betonului, pe baza cunoașterii amănunțite a proiectului și a condițiilor locale din zona amplasamentului lucrării;

— alegerea corespunzătoare a materialelor componente și a compoziției betonului care să satisfacă condițiile tehnice stabilite;
— o tehnologie cu un grad înaintat de industrializare și de precizie pentru recoltarea și pregătirea agregatelor, prepararea betonului și punerea în operă a acestuia;
— un control sistematic și exigent pe tot parcursul execuției lucrării care să asigure respectarea condițiilor tehnice și obținerea rezultatelor cerute de beton.

2.2. CARACTERISTICI DE BAZĂ ȘI CONDIȚII TEHNICE

2.2.1. **Condiții tehnice.** Elementul de bază în stabilirea condițiilor tehnice ale betonului hidrotehnic constă în evaluarea corectă a complexului de factori ce acționează asupra construcției atît în perioada de execuție, cît și în cea de exploatare.

La stabilirea condițiilor tehnice trebuie avută în vedere nu numai securitatea construcției, ci și economicitatea ei. Din acest punct de vedere apare rațională normarea unor caracteristici tehnice ale betonului hidrotehnic la vîrsta de 90 zile (în cazul în care punerea în funcțiune a obiectului nu se face la o vîrstă mai tînără), zonarea construcției hidrotehnice și stabilirea condițiilor tehnice diferențiat pe zone etc. De asemenea trebuie menționat că fixarea unor condiții severe, prea acoperitoare (care conduc la dozaje excesive etc.) poate avea urmări contrarii celor dorite (termicitate ridicată, fisuri etc.).

2.2.2. **Lucrabilitatea.** Betonul proaspăt trebuie să posede caracteristici de lucrabilitate corespunzătoare condițiilor de punere în operă și densității armăturii. Principalele

Tabelul XIII.1

Consistența betonului proaspăt

Nr. crt.	Tipul construcției	Tasarea conului		Coeficientul de remodelare s
		Beton cu aditivi cm	Beton fără aditivi [1] cm	
1	Construcții masive din beton și beton slab armat cu conținut de armătură sub 0,5 %	0,5—2,0	1,0—3,0	12—20
2	Construcții din beton armat cu conținut de armătură pînă la 1 %	2,0—5,0	3,0—6,0	8—12
3	Construcții din beton armat cu conținut de armătură peste 1 %	5,0—8,0	6,0—10,0	4— 8

[1]) Numai în cazuri justificate.

proprietăți ale betonului care influențează lucrabilitatea sînt consistența și tendința de dezamestecare. Consistența măsurată prin tasarea conului (cu înălțimea de 300 mm pentru granule de maximum 50 mm și cu înălțimea de 450 mm pentru granule de maximum 50—100 mm) și prin coeficientul de remodelare (al unui con de beton cu înălțimea de 300 mm pus într-un cub cu latura de 200 mm și vibrat cu frecvența de 3 000±200 rot/min și cu amplitudinea de 0,35 mm) poate fi stabilită cu ajutorul tabelului XIII.1 [51].

Pentru beton pompat, prepakt, spriț-beton etc. trebuie luate în considerație indicațiile specifice corespunzătoare.

2.2.3. **Rezistenţe mecanice.** Rezistenţele mecanice ale betonului hidrotehnic sînt normate la vîrsta de 90 zile; în cazuri speciale, justificate se pot adopta rezistenţe mecanice normate la vîrsta de 28 sau 60 zile.

După rezistenţa la compresiune, betonul hidrotehnic se clasifică în 7 mărci: BH 100, BH 150, BH 200, BH 250, BH 300, BH 400 şi BH 500; după rezistenţa la întindere, în 5 categorii: TH 10, TH 15, TH 20; TH 25 şi TH 30 (notaţia BH — beton hidrotehnic indică unele deosebiri faţă de betonul construcţiilor civile şi industriale: vîrsta de încercare, dimensiunile epruvetei etc.).

2.2.4. **Impermeabilitatea.** Impermeabilitatea betonului este normată la vîrsta de 90 zile, vîrste mai mici putîndu-se stabili în aceleaşi condiţii ca la 2.2.3.

Se utilizează patru grade de impermeabilitate: P_2, P_4, P_8 şi P_{12}, indicele reprezentînd presiunea maximă a apei (în atmosfere) la care trebuie să reziste eprubeta de beton fără a fi străpunsă.

2.2.5. **Rezistenţe la îngheţ-dezgheţ.** Rezistenţa la îngheţ-dezgheţ, respectiv gradul de gelivitate, se defineşte ca fiind numărul maxim de cicluri succesive de îngheţ-dezgheţ pe care le pot suporta epruvetele de beton la vîrsta de 28 zile fără a suferi deteriorări ale structurii care să antreneze:

a) scăderi ale modulului de elasticitate dinamic faţă de valoarea iniţială, cu peste 15 %;

b) scăderi ale greutăţii totale faţă de valoarea, iniţială, cu peste 5%;

c) scăderi ale rezistenţei cubice, faţă de proba martor, cu peste 25%.

Se stabilesc 3 grade de gelivitate: G_{50}, G_{100} şi G_{150} (indicele reprezentînd numărul de cicluri îngheţ-dezgheţ la care este supusă proba) încercarea făcîndu-se pe prisme de $10 \times 10 \times 55$ cm, (în care caz se aplică criteriile *a* şi *b*) sau pe cuburi cu latura de 20 cm (în care caz se aplică criteriile *b* şi *c*), (v. § 2.5.3).

2.2.6. **Rezistenţa la acţiuni corozive.** Betonul care se găseşte permanent sau periodic în contact cu apa de suprafaţă, cu ape subterane sau cu ape industriale cu caracter coroziv trebuie să fie rezistent la acţiunea acestora.

Stabilirea caracterului agresiv al apei faţă de beton şi alegerea tipului de ciment corespunzător tipului de agresivitate al apei se face în conformitate cu STAS 3349-68 (v. 2.5.2).

2.2.7. **Degajarea de căldură la hidratarea cimentului.** Condiţia de limitare a căldurii de hidratare degajată de ciment este specifică construcţiilor cu caracter masiv; nivelul admisibil al cantităţii totale de căldură degajate se stabileşte pe baza unui calcul termic, respectarea nivelului fixat asigurîndu-se prin utilizarea unor cimenturi cu căldura de hidratare moderată sau joasă şi a unor dozaje reduse de ciment.

2.2.8. **Rezistenţa la acţiunea de uzură hidrodinamică a apei.** Betonul care vine permanent sau temporar în contact cu curentul de apă este supus unei acţiuni de uzură sub efectul cavitaţiei sau sub efectul abraziunii produse de praful, nisipul sau pietrişul transportate de curentul de apă.

Condiţiile tehnice pentru betonul supus acţiunii de uzură hidrodinamică nu sînt normate (v. 2.5.6).

2.3. MATERIALELE COMPONENTE ALE BETONULUI ŞI BETONULUI ARMAT HIDROTEHNIC

2.3.1. **Condiţiile tehnice.** Condiţiile tehnice numeroase şi severe puse betonului hidrotehnic se răsfrîng asupra fiecăruia din materialele componente şi pretind pentru pregătirea acestora o atenţie deosebită.

2.3.2. **Agregate.** 2.3.2.1. *Studii de teren și laborator.* Agregatele reprezintă materialul care intră în volumul cel mai mare în componența betonului; calitatea și omogenitatea agregatelor determină deci într-o mare măsură performanțele betonului, în special în cazul unui beton cu dozaj redus de ciment cum este cel hidrotehnic. Rezultă de aci atenția care trebuie acordată agregatelor: alegerea surselor de agregate trebuie făcută pe bază de studii de teren și laborator aprofundate, iar exploatarea acestor surse cît și tratarea agregatelor trebuie făcută cu o deosebită grijă și sub un control permanent și riguros.

Studiile de teren și laborator efectuate asupra surselor de agregate trebuie să stabilească cel puțin următoarele: amplasamentul sursei, posibilitatea de exploatare (perioade de inundare, căi de acces etc.), grosimea straturilor de material util respectiv steril și volumul total al fiecăruia, caracteristicile mineralogo-petrografice, gradul de alterare și impurități; în plus, pentru balastiere: compoziția granulometrică, randamentul pe fracțiuni granulometrice; pentru cariere: fisurarea rocii, intercalații de rocă slabă sau alterată, aptitudinea la concasare. Pentru lucrări mari este necesar ca studiile preliminare să fie făcute pe mai multe depozite de agregate, alegerea finală făcîndu-se pe baza considerațiilor tehnico-economice. Funcție de omogenitatea depozitului și de gradul de detaliere a studiilor efectuate etc. volumul total util al depozitului trebuie să fie de 1,5—2,5 ori mai mare decît volumul total de agregate necesar conform proiectului pentru betonul unei construcții.

2.3.2.2. *Proveniența agregatelor.* Agregatele pot proveni din sfărîmarea naturală sau din concasarea rocilor sau pot fi un amestec de material provenit pe ambele căi. Agregatele se clasifică (STAS 1667-68) în nisip cu dimensiunea granulei sub 7 mm și agregat grosier (pietriș, bolovani, piatră spartă, piatră spartă mare) cu dimensiunea granulei între 7 și 150 mm.

Granulele cu dimensiuni peste 150 mm pot fi și ele utilizate dacă instalațiile de șantier permit aceasta și utilizarea lor rezultă ca fiind economică.

a) Nisipul trebuie să provină din roci stabile (nealterabile la aer, apă și îngheț-dezgheț) dure și dense. Utilizarea nisipului compus din granule de roci eruptive puțin compacte (tufuri, lave) este posibilă numai după o examinare corespunzătoare de laborator [21].

S-au constatat în ultimul timp la o serie de construcții de beton deteriorări ale betonului provenite din reacția între agregate și ciment (V. § 2.5.5.); cazurile mai frecvente apar la utilizarea unor agregate, conținînd silice amorfă sau calcar dolomitic [2 și 18]. În toate cazurile în care nisipul poate fi suspectat de a reacționa cu cimentul, utilizarea lui nu trebuie admisă decît pe baza unor verificări riguroase de laborator.

Conținutul de impurități din nisipul utilizat pentru un beton hidrotehnic, nu trebuie să depășească, pentru a asigura betonului calitățile cerute, valorile din tabelul XII.12.

Nisipul care la încercarea colorimetrică prezintă o culoare mai închisă decît cea a etalonului nr. 3 (STAS 4606-62) poate fi folosit în betoane hidrotehnice cu condiția ca proba de mortar din nisipul studiat să aibă la vîrsta de 7 și 28 zile rezistențe la compresiune cu cel mult 5% mai scăzute decît rezistențele obținute la aceeași vîrstă pe probe similare preparate cu același nisip, însă cu humusul neutralizat prin spălarea prealabilă întîi cu o soluție de 3% NaOH și apoi într-un curent de apă. Mortarul va avea o compoziție similară cu cel din betonul care urmează a fi preparat cu acest nisip [51 și 21].

Nisipul cu un conținut de mică peste limitele indicate în tabelul XIII.2 poate fi utilizat dacă betonul realizat cu acest nisip satisface toate condițiile tehnice impuse (în special condițiile pentru permeabilitate și îngheț-dezgheț).

De asemenea se interzice în conformitate cu STAS 1667-62 prezența în nisip de resturi animale sau vegetale, păcură, uleiuri, argilă în bucăți mai mari de 0,5 cm^3, pelicule de argilă sau altă acoperire aderentă pe granulele nisipului care ar putea să le izoleze de liant.

Tabelul XIII.2

Conţinutul maxim de impurităţi admis în nisip

Nr. crt.	Denumirea impurităţii	Beton din zona de variaţie a nivelului apei	Beton permanent sub apă şi în zona interioară a construcţiei masive	Beton deasupra zonei de variaţie a nivelului apei
1	Partea levigabilă (în % din greutate)	2,00	3,00	3,00
	— din care argilă (în % din greutate)	1,00	1,50	1,50
2	Substanţe organice (humus)	Culoarea obţinută conform metodei colorimetrice indicată în STAS 4606-62 să nu fie mai închisă decît culoarea etalon nr. 3 a aceluiaşi standard (galbenă)		
3	Sulfaţi şi sulfuri exprimaţi în SO_3 (în % din greutate)	1,00	1,00	1,00
4	Mică (în % din greutate)	1,00	2,00	1,50
5	Cărbune (în % din greutate)	0,50	0,50	0,50

Compoziţia granulometrică a nisipului trebuie să se înscrie în general în limitele prevăzute de STAS 1667-62. În cazul în care betonului i se cere o omogenitate ridicată este indicat să se fixeze limite mai strînse pentru ca granulometria nisipului să fie menţinută suficient de uniformă; realizarea practică a înscrierii compoziţiei granulometrice în limite fixate se face de regulă prin separarea nisipului într-un număr corespunzător de fracţiuni. O atenţie deosebită trebuie acordată părţii fine din nisip cu dimensiunile sub 0,1 mm; este indicat ca aceasta să se găsească în limitele 2—7 % din greutatea totală a nisipului 0—7 mm.

Pentru a se putea controla cu o precizie sporită partea cea mai fină a agregatului, aceasta se fracţionează în numeroase cazuri în două sorturi: 0,1 la 1,0—1,5 mm şi 1,0—1,5 la 3,0—4,0 mm. Separarea pe limita superioară (3,0—4,0 mm) se face de regulă prin ciuruire umedă, iar separarea pe limita inferioară şi desprăfuirea, cu ajutorul separatoarelor hidraulice. Desprăfuirea trebuie astfel realizată încît să asigure constanţa necesară prafului din nisip — diametrul de 0,1 mm neavînd desigur caracter obligatoriu.

Păstrarea nisipului 0—7 mm (nesortat) se face în general în halde; în cazul sortării nisipului în fracţiuni mai fine, păstrarea fiecărei fracţiuni se face de regulă în silozuri închise pentru a împiedica atît impurificarea lui, cît şi în special creşterea umidităţii lui sub efectul precipitaţiilor atmosferice. Se menţionează că dacă nisipul nu este deshidratat înainte de introducerea în siloz, el trebuie păstrat un timp suficient în siloz pentru ca umiditatea lui să ajungă la limita la care ea se conservă practic constantă; în acest caz silozurile trebuie prevăzute cu posibilităţi de drenare a apei.

b) Agregatul grosier trebuie să provină din roci dure, dense, nealterate şi nefisurate; agregatele care la manipulare se fărîmiţează sau produc mult praf trebuie evitate. În cazul agregatului de concasaj trebuie evitate rocile cu şistozitate pronunţată care în procesul de prelucrare produc granule plate sau aciculare. Agregatele provenite din roci eruptive poroase pot fi admise numai după o verificare de laborator.

La fel ca și în cazul nisipului, agregatul grosier suspectat de a putea reacționa cu cimentul nu poate fi utilizat decît după o verificare de laborator.

Conținutul de impurități din agregatul grosier nu trebuie să depășească limitele din tabelul XIII.3.

Tabelul XIII.3

Conținutul maxim de impurități admis în agregatul grosier

Nr. crt.	Denumirea impurității	Beton din zona de variație a nivelului apei	Beton permanent sub apă și în zona interioară a construcției masive	Beton deasupra zonei de variație a nivelului apei
1	Părțile levigabile (în % din greutate)	0,50	1,00	1,00
2	Substanțe organice (humus)	Culoarea obținută conform metodei colorimetrice indicată în STAS 4606-62 să nu fie mai închisă decît culoarea etalon nr. 3 a aceluiași standard (galbenă)		
3	Sulfați și sulfuri exprimate în SO_3 (în % din greutate)	1,00	1,00	1,00

În betonul construcțiilor hidrotehnice subțiri sau precomprimate, conținutul de părți levigabile din agregatul grosier nu trebuie să depășească 0,5% din greutate. Limitele privind conținutul în părți levigabile din tabelul XIII.3 trebuie considerate maximale, ele putînd fi reduse funcție de condițiile betonului construcției și de caracteristicile instalației de sortare-spălare.

Ca și în cazul nisipului, se interzice, în conformitate cu STAS 1667-62, prezența în agregatul grosier de resturi animale sau vegetale, păcură, uleiuri, argilă în bucăți mari de 0,5 cm^3, particule de argilă sau altă acoperire aderentă pe granulele agregatului care ar putea să le izoleze de liant.

Pentru a asigura o lucrabilitate corespunzătoare betonului, forma granulelor agregatului grosier trebuie să corespundă prevederilor STAS 1667-62.

Caracteristicile fizico-mecanice ale agregatului grosier trebuie să corespundă valorilor indicate în tabelul XIII.4.

În cazul în care condiția privitoare la densitatea aparentă sau cea privitoare la pierderea de greutate după încercarea în soluția de Na_2SO_4 nu sînt respectate, agregatul nu poate fi utilizat decît după verificarea, în betonul de compoziția cerută, a rezistenței la compresiune și a rezistenței la îngheț-dezgheț.

Pentru a asigura o compoziție și o lucrabilitate constante betonului este recomandabilă separarea agregatului grosier în cel puțin 3 fracțiuni în cazul granulei maxime de 70 mm și cel puțin 4 fracțiuni în cazul granulei maxime de 120 mm și peste. Sortarea agregatului grosier se face de regulă prin ciuruirea umedă a agregatului total; cantitatea de apă necesară pentru sortarea agregatului pe ciururi cu apă este de 3—4 $m^3 \cdot apă/m^3 \cdot$ agregat. În cazul ciuruirii cu apă însoțită de sortare hidraulică cantitatea de apă crește la 6—7 $m^3 \cdot apă/m^3 \cdot$ agregat. Dacă se urmărește și spălarea agregatelor, cantitatea de apă crește în fiecare caz cu încă circa 2 $m^3 \cdot apă/m^3 \cdot$ agregat.

Tabelul XIII.4

Caracteristicile fizico-mecanice ale agregatului grosier

Nr. crt.	Denumirea caracteristicii	Beton din zona de variaţie a nivelului apei	Beton permanent sub apa şi în zona interioară a construcţiei masive	Beton deasupra zonei de variaţie a nivelului apei
1	Densitatea aparentă	Min. 2,5	Min. 2,4	Min. 2,4
2	Rezistenţa la compresiune în stare saturată a rocii din care se obţine piatra concasată în % din marca betonului	Min. 250	Min. 200	Min. 200
3	Pierderea în % din greutate după 10 cicluri de încercare în soluţie Na_2SO_4 conform STAS 4606-62 pentru fiecare fracţiune	Max. 10	—	Max. 10

2.3.3. **Cimentul.** 2.3.3.1. *Caracteristicile cimentului.* O serie de proprietăţi importante ale betonului ca rezistenţa, durabilitatea, termicitatea, contracţia, deformaţiile elastice şi de curgere lentă etc., depind în principal de caracteristicile cimentului utilizat. Cimentul utilizat în mod curent în construcţiile hidrotehnice este cimentul portland cu sau fără adaosuri inerte sau active. Cimentul portland se obţine prin măcinarea fină a clincherului de ciment împreună cu un anumit adaos de gips necesar pentru reglarea timpului de priză; clincherul de ciment portland se obţine prin calcinarea pînă la un început de topire a unui amestec, în anumite proporţii, de roci calcaroase şi argiloase cu diferite adaosuri silicioase, feruginoase sau aluminoase. Întărirea pastei de ciment este provocată de reacţia compuşilor mineralogici cu apa; datorită procesului de hidroliză şi hidratare a acestora se produc neoformaţii cristaline şi geliforme cu compoziţie chimică diferită de cea a componenţilor iniţiali. Hidratarea care se face cu viteze diferite pentru fiecare compus dă naştere la hidroxid de calciu, hidrosilicat dicalcic şi la hidraţi de aluminiu şi calciu respectiv de fier şi calciu.

Procesul de hidratare a cimentului se face cu degajare de căldură, cu atît mai intensă, cu cît conţinutul de aluminat tricalcic şi cel de silicat tricalcic în ciment sînt mai ridicate. Compoziţia mineralogică influenţează puternic principalele calităţi ale cimentului; prin alegerea corespunzătoare a compoziţiei mineralogice, precum şi a fineţei de măcinare se pot satisface condiţiile ce se pun de la caz la caz unui ciment hidrotehnic: termicitate moderată sau joasă (prin limitarea conţinutului de aluminat tricalcic şi silicat tricalcic, printr-o fineţe mai redusă) rezistenţă la ape agresive (limitarea aluminaţilor în cazul apelor sulfatice etc.), rezistenţa la îngheţ-dezgheţ (limitarea aluminatului tricalcic şi a silicatului bicalcic), impermeabilitate (fineţe de măcinare mai mare) etc.

O influenţă puternică o au şi adaosurile minerale la ciment [69 şi 70]. Ele pot fi funcţie de tipul adaosului şi de conţinutul său în ciment, regla căldura de hidratare, mări lucrabilitatea şi capacitatea de reţinere a apei, reduce permeabilitatea, îmbunătăţi rezistenţa la coroziune etc.

2.3.3.2. *Indicații generale pentru alegerea cimentului.* La alegerea cimentului pentru un beton hidrotehnic, în vederea realizării în condiții economice a principalelor cerințe tehnice puse acestuia, trebuie avute în vedere următoarele indicații generale:

— la construcțiile masive de beton sau beton armat se limitează căldura de hidratare a cimentului în conformitate cu concluziile unui calcul termic;

— pentru betonul hidrotehnic cu condiții de impermeabilitate și rezistență la îngheț-dezgheț este indicat ca cimentul să aibă cel puțin marca 400, să fie măcinat la o finețe de maximum 10% reziduu pe sita nr. 009 și să dea, la încercarea de laborator, mortare și betoane cu tendință de segregare redusă;

— în cazul betoanelor supuse la ape agresive, alegerea cimenturilor se face în conformitate cu STAS 3349-68 (completat cu [51]);

— în cazul utilizării unor agregate reactive, cimentul trebuie să aibă un conținut total de alcalii, exprimat în Na_2O, sub 0,6%.

2.3.4. **Apa.** Apa folosită la prepararea betonului, cît și cea utilizată la stropirea betonului trebuie să satisfacă condițiile prevăzute în STAS 790-61.

2.3.5. **Aditivi.** Aditivii sînt substanțe organice sau anorganice care se introduc în mortar sau beton în cantități relativ mici pentru a ameliora unele caracteristici ale acestora. În ultimii ani tehnica producerii și a utilizării aditivilor ca și gama acestora s-a dezvoltat foarte mult [4]. Principalele tipuri de aditivi sînt: impermeabilizanți, acceleratori de priză, întîrzietori de priză, plastifianți; mulți prezintă caracterstici mixte.

a) Aditivii impermeabilizanți se adaogă la pasta de ciment sau mortar pentru a se obține tencuieli impermeabile. Unele din ele care accelerază și priza se utilizează în cazul obturării izvoarelor de apă. În această grupă intră aluminatul de sodiu (fabricat și în țara noastră) și unele produse străine ca Sikalit, Sika 1, etc.

b) Acceleratorii de priză reduc timpul de priză al cimentului (putînd reduce începutul prizei sub 1 min și sfîrșitul prizei la 1—2 min). Folosirea lor apare necesară la unele betoane speciale ca betonul torcretat. Ca accelerator de priză s-a utilizat în țara noastră Sigunit (produs al fabricii Sika), de exemplu la torcretarea cu beton a galeriei de fugă de la U.H.E. Argeș.

În cazul în care aditivul accelerează și întărirea betonului el se utilizează la betonare pe timp friguros (antigel), la decofrări timpurii sau în alte cazuri cînd este necesară o rezistență ridicată la vîrstă tînără. În acest scop este utilizată clorura de calciu în proporție de 1—2% din greutatea cimentului pentru beton armat și de 2—3% pentru beton simplu. Utilizarea clorurii de calciu este interzisă la betoanele la care apariția unor pete la suprafață este supărătoare, la betonul armat care se găsește în mediu umed, fără măsuri speciale de protecție a armăturilor împotriva coroziunii și la construcții care se găsesc în vecinătatea directă cu cabluri de curent de înaltă tensiune [27]. Adaosul de clorură de calciu mărește contracția la uscare a betonului.

Utilizarea altor adaosuri ca sarea de bucătărie, sodă, sticlă solubilă, clorură de amoniu nu este permisă.

c) Întîrzietorii de priză se utilizează în special în cazul reluărilor de betonare pentru a permite pauze mai mari între diferitele straturi de beton fără scăderi ale aderenței între ele. Se folosesc în acest scop sărurile acizilor lignosulfonici și alte substanțe (glucoză etc.).

d) Aditivii plastifianți sînt de trei tipuri: dispersanți, antrenatori de aer și dispersanți antrenatori de aer (micști). Aditivii dispersanți adăugați la beton împiedică flocularea granulelor de ciment hidratat și micșorează vîscozitatea sistemului ciment-apă; prin aceasta se îmbunătățește lucrabilitatea și omogenitatea betonului, se poate reduce raportul *a/c*, se ameliorează în consecință compactitatea betonului și o serie de alte proprietăți ale sale (rezistențele mecanice, impermeabilitatea, rezistența la îngheț-dezgheț etc). Utilizarea aditivilor plastifianți dispersanți este eficace în special

în betoane cu dozaje medii şi mari. Aditivii dispersanţi sînt în general săruri de calciu ale acizilor lignosulfonici rezultaţi din prelucrarea leşiilor bisulfitice, deşeuri de la fabricarea celulozei sulfit. Ei au şi un efect de întîrziere a prizei în special în dozaje mai mari (peste 0,3% substanţă uscată din greutatea cimentului). Aditivii plastifianţi dispersanţi sînt: L.S.C. (fabricaţie românească), S.S.B. (fabricaţie sovietică), Plastiment (fabricaţie Sika) etc.

Aditivii antrenatori de aer sînt substanţe tenzio-active care adăugate în cantităţi mici în beton duc la formarea de bule de aer (de diametru pînă la 100—200 microni) ceea ce măreşte lucrabilitatea şi coeziunea betonului şi permite o reducere a raportului *a/c*; în consecinţă, impermeabilitatea betonului (şi rezistenţa lui la apele agresive) creşte ca efect al scăderii tendinţei de segregare a betonului, rezistenţa la îngheţ-dezgheţ creşte ca efect al bulelor de aer care descarcă presiunea exercitată de apa care îngheaţă. Rezistenţa la compresiune — redusă prin prezenţa bulelor de aer — poate fi menţinută constantă sau chiar mărită printr-o reducere corespunzătoare a raportului *a/c* în special în cazul aditivilor micşti care întrunesc avantajele celor dispersanţi şi ale celor antrenatori de aer. Aditivii antrenatori de aer sînt mai eficace în special în cazul betoanelor cu dozaje reduse de ciment.

Tabelul XIII.5

Volumul de aer oclus admis în funcţie de dimensiunea granulei maxime a betonului

Dimensiunea granulei maxime, mm	Volumul de aer oclus, %
30	5,0±0,5
70	4,0±0,5
120	3,0±0,5

Pentru asigurarea ansamblului de condiţii cerute betonului, volumul de aer antrenat în amestecul de beton trebuie să fie [51] cel indicat în tabelul XIII.5.

În cazul unui beton supus la condiţii grele de îngheţ-dezgheţ procentul de aer oclus poate fi de 10—12; trebuie avută însă în vedere scăderea corespunzătoare a densităţii aparente şi a rezistenţelor mecanice.

Folosirea aditivilor de orice tip trebuie făcută întotdeauna cu respectarea atentă şi riguroasă a condiţiilor tehnice respective şi numai după încercări preliminare efectuate pe cimentul şi agregatele utilizate. În cazul folosirii aditivilor care conţin clor ($CaCl_2$ etc.) trebuie avută în vedere în special la bare subţiri de armătură posibilitatea de corodare a acestora.

2.3.6. **Armătura.** 2.3.6.1. *Oţelul-beton.* Este destinat armăturii construcţiilor de beton armat şi se clasifică conform STAS 438-67 în:

1) Oţel-beton rotund neted:
— laminat la cald: OB 00; OB 38;
— trefilat la rece, sîrmă trasă mată STM.
2) Oţel-beton cu profil periodic:
— laminat la cald: PC 52 şi PC 60;

Se poate folosi şi oţel beton de import, însă numai după verificarea calităţii lui într-un laborator de specialitate.

Oţelurile OB 00, şi OB 38, respectiv PC 52 şi PC 60 se laminează în dimensiuni de la Ø 6 mm pînă la ∅ 32 ∅ 40 mm, sîrma trasă mată de la Ø 3 mm pînă la Ø 10 mm.

În cadrul unor comenzi speciale s-au laminat şi bare Ø 60 mm (ca de exemplu pentru construcţiile Sistemului Hidroenergetic şi de Navigaţie Porţile de Fier).

Sîrma trasă și oțelul beton rotund cu diametrul pînă la 12 mm inclusiv se livrează în colaci; oțelul beton rotund cu diametrul peste 12 mm și oțelul beton cu profil periodic se livrează în legături de bare îndoite o dată sau de două ori.

2.3.6.2. *Plase și carcase sudate.* O tendință modernă și de eficacitate mare în domeniul armăturii pentru construcțiile hidrotehnice din beton armat constă în utilizarea plaselor și carcaselor (plane și spațiale) sudate. Principalele avantaje ale folosirii plaselor și carcaselor sudate sînt redate în [19].

Pentru sudarea barelor în plase și carcase cea mai indicată este sudura prin puncte cu aparate de sudură de mare randament; în măsura în care dimensiunile plaselor respectiv carcaselor nu permit utilizarea unor astfel de aparate, se utilizează sudură cu arc electric [25].

2.4. TEHNOLOGIA BETONULUI

2.4.1. **Compoziția betonului.** Alegerea compoziției betonului înseamnă stabilirea proporțiilor de materiale componente astfel încît, asigurîndu-se o utilizare economică a acestora, să se realizeze totodată un beton care să îndeplinească ansamblul condițiilor tehnice cerute.

2.4.1.1. *Alegerea agregatului.* Alegerea unui agregat cu o granulozitate cît mai bine studiată, corespunzător betonului respectiv, constituie una din condițiile cele mai importante care trebuie respectată la alegerea compoziției betonului.

Tabelul XIII.6

Diametrul maxim recomandat al agregatelor pentru diferite tipuri de construcții

Dimensiunea minimă a secțiunii transversale mm	Diametrul maxim al agregatelor mm			
	Beton armat în pereți, grinzi și stîlpi	Pereți nearmați	Plăci puternic armate	Plăci slab armate sau nearmate
60—150	10—20	20	20	20—40
150—300	20—40	40	40	40—80
300—750	40—80	80	40—80	80
peste 750	40—80	150	40—80	80—150

Granula maximă a agregatului se alege în funcție de grosimea elementului și de gradul de armare; alegerea unei granule maxime cît mai mari este o condiție de bază pentru economicitatea betonului. Granula maximă nu trebuie să depășească de regulă o cincime din lățimea minimă liberă a cofrajului, respectiv două treimi din distanța liberă între barele armăturii; în cazul unei execuții foarte îngrijite mărimea maximă a granulelor poate fi egală cu distanța liberă între bare (tabelul XIII.6), [8].

Pentru respectarea condițiilor tehnice puse betonului, o importanță deosebită o are alegerea curbei granulometrice a agregatului. Curbele granulometrice se aleg în general pe baza unor curbe de referință și se definitivează pe baza încercărilor experimentale de laborator.

Curbele de referinţă dau erori apreciabile în zona părţii fine din nisip; din această cauză este indicat ca granulele sub 0,1 mm să se găsească, indiferent de curba utilizată, în limitele 2—7% din greutatea totală a nisipului 0—7 mm.

Reducerea prea pronunţată a părţii fine face ca betonul să fie mai greu lucrabil, să reţină mai puţin apa şi să fie mai permeabil (în special în cazul dozajelor coborîte de ciment); creşterea părţii fine duce la mărimea raportului *a/c* cu scăderile corespunzătoare ale rezistenţelor mecanice şi de îngheţ-dezgheţ. Păstrarea cît mai constantă a conţinutului de parte fină (sub 0,1 mm) are o influenţă hotărîtoare pentru a obţine un beton cu o omogenitate cît mai ridicată.

Trebuie atrasă atenţia asupra faptului că alegerea curbei granulometrice prescrise pentru agregatul betonului are implicaţii economice importante, în special la lucrările mari. Din această cauză este indicat ca curba granulometrică prescrisă să fie cît mai apropiată, în limitele tehnice admisibile, de curba granulometrică a agregatului natural din depozit.

Pe şantier este indicat a se prescrie nu o singură curbă granulometrică obligatorie, ci un fascicol de două curbe care să limiteze între ele domeniul admisibil; această metodă, mai elastică, asigură omogenitatea necesară betonului cu condiţia ca zona cuprinsă între cele două curbe să fie restrînsă în mod corespunzător, ţinînd seama atît de caracteristicile agregatului, cît şi de performanţele instalaţiilor de şantier.

2.4.1.2. *Cantitatea de apă necesară pentru a produce un amestec de beton cu o consistenţă dată.* Această cantitate de apă este sensibil mai mare decît cea cerută pentru hidratarea cimentului şi depinde atît de tipul şi efectul adaosului plastifiat utilizat, cît şi de caracteristicile agregatelor utilizate şi în primul rînd de diametrul granulei maxime şi de proporţia de parte fină din nisip; indicativ se pot utiliza, pentru aprecierea cantităţii de apă necesară unui beton, datele tabelului XIII.7, [8].

Tabelul XIII.7

Cantitatea aproximativă de apă de amestecare pentru diferite tasări ale betonului şi diferite diametre ale granulei maxime a agregatului l/m³

Tasarea, cm	Diametrul granulei maxime, mm									
	10	15	20	30	40	50	70	100	120	150
2,5—5,0	205	186	178	166	159	152	143	135	130	122
7,5—10,0	227	209	200	186	176	168	159	151	146	138

Observaţie: Datele tabelului sînt valabile pentru betoane fără adaosuri plastifiante în cazul utilizării unor adaosuri plastifiante, valorile din tabel se reduc în medie cu 10—12%.

2.4.1.3. *Raportul a/c.* Este un parametru foarte important, majoritatea caracteristicilor betonului depinzînd direct de acest raport.

Pentru stabilirea rezistenţei betonului la vîrsta de 28 zile R_b se poate utiliza relaţia:

$$R_b = 0{,}55 R_c \left(\frac{c}{a} - 0{,}50 \right), \qquad \text{(XIII.1)}$$

în care R_c este rezistența efectivă a cimentului la 28 zile. În cazul utilizării unui agregat de concasaj valoarea calculată, se sporește cu 10%; în cazul unui beton cu aer oclus, rezistența betonului poate să scadă cu pînă la 20% dacă nu se reduce în mod corespunzător raportul *a/c*.

Stabilirea condiției de rezistență a betonului la diferite vîrste se poate face ținînd seama de indicațiile tabelului XIII.8, [85].

Tabelul XIII.8

Coeficienții de trecere pentru rezistența la compresiune a betonului la diferite vîrste

Tipul cimentului	Coeficientul de trecere:	
	de la 28 la 90 zile	de la 28 la 180 zile
Alitic și portland obișnuit	1,10—1,25	1,30—1,40
Belitic	1,30—1,40	1,45—1,60
Portland cu puțolană	1,25—1,55	1,40—1,65

Pentru betonul interior al construcțiilor masive se recomandă ca raportul *a/c* să nu depășească 0,75. În cazul înghеț-dezghețului compoziția betonului trebuie astfel aleasă încît acesta să conțină aer oclus în cantitatea corespunzătoare (v. tabelul XIII.5).

Pentru betoanele nearmate (cu diametrul granulei maxime a agregatului de 70—120 mm) ale construcțiilor cu caracter masiv pot fi indicate următoarele dozaje de ciment [57]:

a) Beton în baraje arcuite, zona exterioară a barajelor de greutate masive, ciupercile barajelor cu contraforți 220—265 kgf/m³;
b) Beton în contraforți 180—200 kg/m³;
c) Beton în zona interioară a barajelor de greutate masive 150—170 kgf/m³;

Calculul compoziției betonului se poate face cu ajutorul relației:

$$\frac{C}{3{,}100} + \frac{A}{1{,}000} + a + \frac{A_g}{2{,}660} = 1{,}000, \qquad \text{(XIII.2)}$$

în care C, A și A_g sînt cantitățile de ciment, apă și agregate, în kg, iar a volumului de aer oclus, în l.

Trebuie subliniat că aceste calcule au un caracter preliminar, valorile definitive rezultînd pe baza încercărilor de laborator.

2.4.2. Amestecul de beton. Prepararea amestecului de beton pentru construcții hidrotehnice se face de regulă în stații centralizate și automatizate dotate cu dozatoare gravimetrice.

La alegerea malaxoarelor trebuie să se țină seama că pînă la o capacitate de 500 l diametrul maxim admisibil al agregatelor ce pot fi introduse în malaxor este 60 mm, iar pînă la 1 100 l de 100 mm.

Timpul minim de amestecare (după ce toate materialele componente au fost încărcate în malaxor) este cel indicat în tabelul XIII.9.

Reducerea timpului de amestecare duce la o insuficientă omogenizare a betonului; depăşirea lui duce la creşterea părţii fine ca efect al măcinării granulelor, respectiv la scăderea lucrabilităţii.

2.4.3. **Mijloace de transport a betonului.** Transportul betonului trebuie astfel realizat încît să nu aibă un efect negativ asupra calităţii betonului:

a. Vagoneţi şi autocamioane. Acest transport este folosit în numeroase cazuri la distanţe mari de transport. Tendinţa de segregare a betonului, aparentă în special la transporturi lungi, poate fi combătută prin utilizarea unor asmestecuri mai uscate, antrenarea aerului în beton şi prin reamestecarea betonului la capătul transportului.

b. Bene. Benele reprezintă metoda cea mai corespunzătoare de transport al betonului; capacitatea acestora variază între 0,5 şi 6,0 m³. Pentru o bună utilizare a benelor este necesar ca acestea să fie astfel concepute încît descărcarea benei să se realizeze uşor şi repede chiar în cazul unor amestecuri vîrtoase de beton.

Tabelul XIII.9

Timpul de malaxare a betonului

Volumul betonierei (la încărcare)	Timpul de amestecare, min
sub 1 100	1,0—1,5
1 100—2 200	1,5—2,0
2 200—3 300	2,0—2,5
3 300—4 500	2,5—3,0

Observaţie: Limita superioară a timpului de malaxare se va utiliza pentru betoane foarte vîrtoase

c. Benzi transportoare. Benzile transportoare pot fi utilizate cu condiţia alegerii unui unghi de înclinare potrivit şi a luării măsurilor necesare împotriva dezamestecării betonului şi a pierderii mortarului la descărcare la capătul benzii.

d. Utilaj pneumatic. Transportul pneumatic este folosit cu succes pentru betonarea cămăşuielii galeriilor, deşi prezintă şi unele inconveniente (utilizarea unui beton cu mai multă parte fină şi cu un dozaj de ciment mai ridicat sau folosirea unor adaosuri antrenatoare de aer reduce pericolul de dezamestecare a betonului transportat pneumatic).

e. Utilaj de pompare. Pomparea betonului este unul din mijloacele cele mai comode de transport a betonului. La instalaţiile cele mai mari, granula maximă a agregatului poate atinge 60—70 mm, dar în mod curent ea nu depăşeşte 40 mm.

Alegerea agregatelor are o deosebită influenţă asupra capacităţii betonului de a fi pompat; se evită agregate de concasaj, agregate poroase (care pot reduce cantitatea de apă din beton), zgura. Adaosul de plastifianţi dispersanţi dă rezultate foarte bune. Raportul *a/c* trebuie ales foarte judicios, cunoscînd că betonul cu prea multă sau prea puţină apă nu poate fi pompat, întrucît formează „dopuri" pe conducte. Datorită scăderii consistenţei betonului la pompaj, tasarea se va alege iniţial cu 2—3 cm mai mare (aceeaşi prevedere trebuie respectată la transportul pneumatic).

2.4.4. **Punerea în operă a betonului.** Această operaţie se realizează în straturi orizontale de 30—65 cm pentru beton şi beton armat în elemente masive şi de 20—40 cm în celelalte elemente. Înălţimea stratului se stabileşte în funcţie de performanţele vibratorului şi de intervalul de timp care poate fi admis între două straturi succesive, astfel ca vibratorul să poată pătrunde în stratul inferior pe o adîncime de 5—10 cm, ceea ce este posibil dacă betonul nu a început priza. Acest interval se stabileşte prin încercări de laborator; funcţie de temperatura betonului, de raportul *a/c* etc. el este în general de 2—3 h.

Buncărele și pîlniile folosite la turnarea betonului trebuie să aibă deschideri suficient de mari pentru a permite scurgerea betonului cu tasarea mică; înălțimea de cădere liberă a betonului nu trebuie să depășească 2 m.

2.4.5. **Decofrare și finisaj.** 2.4.5.1. *Încărcarea și decofrarea elementelor de beton.* În cazul construcțiilor masive, încărcarea cu greutăți a suprafeței betonului se poate face la o rezistență la compresiune de 15 kgf/cm², decofrarea pereților laterali la 25 kgf/cm², iar a golurilor la 75 kgf/cm². În cazul betonului nemasiv, decofrarea plăcilor, bolților grinzilor și cadrelor cu deschiderea pînă la 2 m respectiv pînă la 8 m și peste 8 m, se poate face la o rezistență de 50% respectiv 70% și 100% din marca betonului.

Determinarea vîrstei betonului la care s-a atins o anumită rezistență sau un anumit procent din marcă, funcție de temperatură, se face pe baza încercărilor de laborator.

Imediat după decofrare trebuie efectuat un control riguros al suprafeței betonului pentru constatarea defectelor: cuiburi de agregate, segregări, găuri etc.; se preferă ca reparațiile și corectările să fie efectuate pe betonul cît mai tînăr.

2.4.5.2. *Neregularități admise pe suprafața betonului.* Aspectul exterior al suprafeței betonului trebuie să corespundă gradului de finisare cerut. Pentru suprafețele de beton care vin în contact cu curenți de apă de viteză mare, neregularitățile nu trebuie să depășească 3 mm pe direcția transversală a curentului și 6 mm pe direcția curentului. Pentru suprafețe pentru care nu există pericolul de cavitație se admit neregularități mai mari dacă acestea nu supără sub aspect vizual: neregularități de 3—6 mm sînt supărătoare de la distanțe mici. Pentru suprafețele pe care se aplică hidroizolație se pot admite adînciturі pînă la cel mult 25 mm.

2.4.6. **Tratarea ulterioară a betonului.** Pierderea intensă a apei din betonul tînăr, după începerea prizei, datorită în special evaporării, poate reduce mult procesul de hidratare al cimentului și implicit maturizarea betonului. Totodată, contracția provocată de evaporarea apei din beton poate duce la o fisurare mai mult sau mai puțin intensă a suprafeței betonului.

Intensitatea uscării depinde de climat și anotimp (temperatura și higrometria aerului, viteza vîntului etc.) și de forma construcției: colțurile, ieșindurile sînt supuse unei uscări mai rapide.

Tratarea ulterioară a betonului are ca scop împiedicarea uscării betonului; aceasta se poate realiza prin două metode: udarea betonului și izolarea lui.

a) U d a r e a b e t o n u l u i. Această operație trebuie făcută cu regularitate astfel încît suprafața betonului să nu fie supusă unor cicluri de uscare-umezire ci să fie păstrată constant umedă. Udarea poate începe la circa 6 h după terminarea betonării și continuă timp de 21 zile pentru cimenturile belitice, cu adaosuri de zgură (peste 15%) puțolană sau tras, respectiv 14 zile pentru celelalte cimenturi. Udarea se oprește numai în cazul unei umidități foarte ridicate a aerului (ploaie, ceață) sau pe timp de îngheț.

Stropirea betonului cu apă rece poate reduce temperatura acestuia, cu efecte favorabile; dacă însă diferența între temperatura apei și cea a suprafeței de beton depășește 10°C, șocul de temperatură care rezultă, poate provoca fisurarea betonului.

b) I z o l a r e a. Operația de izolare a suprafeței de beton poate duce la rezultate bune în special în cazul suprafețelor mari (canale etc.) pe care udarea în bune condiții este greu de realizat. Izolarea se aplică imediat după decofrare sau, pe suprafețele necofrate, imediat ce a dispărut *luciul* betonului. În unele cazuri poate apare necesară udarea betonului (pe timp de circa 24 h) înainte de izolare.

Pentru izolare se folosesc diferite produse care trebuie să asigure o izolare suficient de bună și posibilitatea de aplicare prin stropire. Numeroase firme livrează produse care pot fi folosite în acest scop (de exemplu Antisol al firmei SIKA). La lucrările executate în țara noastră s-a folosit, pentru protecția betonului pereurilor canalurilor, soluție de bitum în benzină. Pentru a evita prepararea soluției pe șantier se pot folosi produse fa-

bricate ca Izolin etc. Rezultate bune se obţin cu emulsii de parafină care neavînd culoare neagră încălzesc mai puţin suprafaţa betonului şi nu supără nici sub aspect vizual.

În general, pentru suprafeţe mari de beton, izolarea prezintă avantaje economice şi este mai simplu de aplicat; pentru construcţii masive udarea prezintă avantajul de a contribui la răcirea betonului şi este preferabilă cu condiţia de a se lua măsurile necesare pentru a evita şocul termic.

2.4.7. **Betonarea pe timp friguros.** Această operaţie trebuie să respecte o serie de condiţii şi să realizeze o serie de măsuri care să asigure, în ciuda temperaturii scăzute şi a îngheţului, calităţile cerute betonului.

Nu se începe punerea în operă a betonului dacă temperatura aerului scade sub —5°C pentru construcţii subţiri şi sub —10°C pentru construcţii masive. Betonarea începută se întrerupe dacă temperatura aerului scade sub —10°C pentru construcţii subţiri şi sub —15°C pentru construcţii masive.

Dacă temperatura aerului scade sub +5°C temperatura betonului proaspăt va respecta condiţiile din tabelul XIII.10, [5 şi 23].

Temperatura maximă a betonului pus în operă nu trebuie să depăşească valorile minime indicate în rîndul 2 al tabelului XIII.10 cu mai mult de 6°C pentru a evita şocurile de temperatură.

Calculul valorii temperaturii betonului malaxat funcţie de temperatura materialelor componente se poate face cu formula:

$$\theta_{\text{beton proaspăt}} = \frac{0{,}22\,(A_g\theta_{ag} + C\theta_c) + A'\theta_{a'} + A''\theta_{a''}}{0{,}22\,(A_g + C) + A}; \qquad \text{(XIII.3)}$$

$$A = A' + A'',$$

Tabelul XIII.10

Temperatura minimă a betonului proaspăt °C

1	Diametrul granulei maxime, în mm	30—40	70—80	120—150
2	Temperatura minimă a betonului pus în operă, în °C	10	7	5
3	Temperatura minimă a betonului, în °C, la ieşirea din malaxor, dacă temperatura aerului este:			
	— peste —1°C	13	10	8
	— sub —1°C	16	13	11

în care A_g, C, A, A' şi A'' sînt cantităţile (în kg) de agregate, ciment, apă totală, apa cuprinsă în agregate şi apă adăugată la malaxare, iar θ_{ag}, θ_c, $\theta_{a'}$ şi $\theta_{a''}$ temperaturile corespunzătaore (în °C).

Pentru temperaturi ale aerului peste —1°C de regulă se încălzeşte numai apa; la temperaturi sub —1°C se încălzesc apa şi agregatele. Temperatura apei şi agregatelor

în momentul admiterii cimentului în malaxor nu va depăși 50°C pentru ciment RIM, 60°C pentru P 500, 70°C pentru P 400 și 80°C pentru P 300 [23].

Rezistența minimă care trebuie atinsă de către beton pentru ca înghețarea lui să nu fie periculoasă este 0,7 R_{28} pentru construcții speciale, subțiri, supuse la umiditate permanentă sau la acțiuni agresive și 0,5 R_{28} pentru celelalte construcții, dar nu mai puțin de 50 kgf/cm^2. Decofrarea se poate face dacă sînt atinse rezistențele indicate la 2.4.5.1.

Pentru a micșora efectul temperaturii scăzute se reduce de regulă la minimumul posibil raportul *a/c*, se mărește în limitele admisibile dozajul de ciment, se utilizează adaosuri antrenatoare de aer și eventual acceleratori de întărire (v. 2.3.5).

2.5. DURABILITATEA BETONULUI

2.5.1. **Generalități.** Durabilitatea poate fi definită ca proprietatea betonului de a satisface — cu un anumit grad de securitate — toate condițiile necesare pentru a asigura unei anumite construcții o exploatare normală pe o durată de timp, economic avantajoasă. Durabilitatea este cea mai complexă și totodată cea mai generală proprietate a betonului, ea incluzînd proprietățile cele mai importante ale acestuia.

Distingem în noțiunea de durabilitate două sensuri:

— capacitatea construcției de a răspunde sarcinilor, forțelor, acțiunilor exterioare etc. în condiții satisfăcătoare de exploatare, respectiv de a le prelua, fără ca efectul rezultat să fie pierderea stabilității sau ruperea construcției, creșterea exagerată a deformațiilor sau a fisurilor care să o facă improprie pentru scopul propus;

— evoluția în timp a acestei capacități sub efectul acțiunilor interioare și exterioare de durată.

Modul în care reacționează construcția sub efectul factorilor interni și externi care acționează asupra ei depinde, pe de o parte, de caracteristicile constructive ale structurii iar pe de altă parte, de caracteristicile tehnologice ale betonului. Obținerea unei construcții durabile se poate realiza numai cu condiția respectării cerințelor atît ale celor referitoare la partea constructivă, cît și a celor tehnologice referitoare la beton.

Durabilitatea — sub forma sub care a fost definită mai înainte — completează și generalizează noțiunile de securitate și de economicitate. Securitatea trebuie astfel să se refere nu numai la capacitatea portantă a construcției, ci la totalitatea proprietăților care determină durabilitatea construcției și la variația acesteia în timp. Economicitatea trebuie să conducă la alegerea unor condiții de durabilitate astfel încît să se evite fie un cost exagerat al construcției, fie reparații și întreținere costisitoare.

2.5.2. **Rezistența la coroziune.** 2.5.2.1. *Coroziunea betonului.* Degradările produse de coroziunea betonului respectiv a betonului armat s-au intensificat în ultima perioadă. Printre factorii care au influențat această intensificare se menționează:

— utilizarea unor cimenturi mai bogate în silicat tricalcic și aluminat tricalcic cu o finețe de măcinare mai mare, în general mai sensibile la coroziune;

— dezvoltarea intensă a unor noi industrii care, infectînd apele de suprafață sau subterane, le face agresive.

Măsurile pentru împiedicarea sau pentru reducerea efectului coroziunii se iau pe mai multe planuri:

— măsuri constructive referitoare la alegerea corespunzătoare a dimensiunilor și formei construcțiilor (evitarea unor dimensiuni prea reduse, a unor întrînduri prea mari, a insuficientei acoperiri a armăturii etc.);

— măsuri tehnologice : alegerea corespunzătoare a cimentului, agregatelor, aditivilor, executarea unui beton foarte bine compactizat etc. ;

— măsuri de protecţie anticorozivă : îndepărtarea apelor agresive (drenaje etc.), pelicule de protecţie etc.

Acţiunea corozivă asupra betonului şi betonului armat poate fi clasificată în acţiune chimică, acţiune fizică şi acţiune biochimică.

2.5.2.2. *Coroziunea chimică a betonului.* După prof. emerit, dr. Al. Steopoe ea poate fi [70] :

a) coroziune de tipul *I* în care se produc dizolvări selective şi parţiale ale pietrei de ciment concomitent cu transformarea treptată a acesteia într-un amestec de geluri în care predomină gelul de bioxid de siliciu hidratat ;

b) coroziune de tipul *II* fiind provocată de agenţii agresivi care transformă piatra de ciment ca în coroziunea de tipul I, precipitînd totodată noi geluri care provin din agentul agresiv ;

c) coroziune de tipul *III* fiind provocată de toate soluţiile de sulfaţi şi de soluţia concentrată de clorură de calciu.

Coroziunea de tipul *I* este provocată în special de apa lipsită de duritate temporară şi de apa cu bioxid de carbon prin acţiunea de decalcifiere treptată a pietrei de ciment [70].

Aceleaşi acţiuni sînt provocate de săruri de amoniu (cu excepţia sulfatului de amoniu), soluţiile acizilor organici care dau săruri de calciu solubile şi de soluţiile de clorură de sodiu.

Lipsa durităţii temporare este o caracteristică a majorităţii apelor de munte din ţara noastră care curg prin zone cu roci cristaline ; această situaţie trebuie avută în vedere la executarea construcţiilor de beton din aceste zone.

Coroziunea de tipul *II* este provocată de soluţiile de săruri de magneziu care transformă piatra de ciment în geluri şi săruri de calciu solubile, precipitînd pe de altă parte gelul de hidroxid de magneziu în porii şi pe suprafaţa pietrei de ciment. O acţiune similară este exercitată de grăsimi şi de uleiurile lubrifiante uzate [70].

Coroziunea de tipul *III* este provocată de toate soluţiile de sulfaţi şi de soluţia concentrată de clorură de calciu. Fenomenul de distrugere provocat de coroziunea de tipul *III* are loc datorită presiunii de cristalizare a sulfoaluminatului de calciu produs în urma reacţiei dintre sulfatul de calciu şi hexahidroaluminatul tricalciç din piatra de ciment.

O situaţie mai deosebită o are acţiunea apei de mare, datorită faptului că prin conţinutul ei de săruri se exercită o coroziune combinată asupra betonului.

Aprecierea gradului de periclitate pe care apa, ca mediu înconjurător, o are asupra betonului se face pe baza STAS 3349-68. Acesta ia în considerare caracterul agresiv al apelor în funcţie de conţinutul de bicarbonaţi (agresivitatea de desalcalinizare) de ioni de hidrogen (agresivitate generală acidă), de bioxid de carbon liber (agresivitate carbonică), de sulfaţi (agresivitate sulfatică) şi de magneziu (agresivitate magneziană). Criteriile de apreciere sînt date în funcţie de masivitatea construcţiei, de presiunea apei asupra construcţiei, de modul în care apa vine în contact cu betonul şi de tipul cimentului.

Efectul pe care-l pot avea asupra recipientelor de beton diferiţi agenţi chimici se poate obţine din literatura tehnică de specialitate [2 şi 5].

2.5.2.3. *Acţiunea fizică asupra betonului.* Apare de cele mai multe ori datorită absorbţiei şi ascensiunii capilare. Sărurile dizolvate în apă, venind în contact cu betonul, sînt transportate datorită efectului capilar, pînă la o anumită înălţime la care apa se evaporă, iar sărurile cristalizează ; presiunea de cristalizare poate distruge local betonul [70]. Fenomenul devine cu atît mai periculos cu cît el se poate repeta ciclic. Un efect asemănător îl prezintă uleiurile fluide care pot pătrunde prin absorbţie capilară între agregat şi piatra de ciment, slăbind coeziunea betonului.

2.5.2.4. *Acţiunea biochimică asupra betonului.* Se manifestă datorită bacteriilor, algelor, ciupercilor, mucşchilor [70, 37 şi 15].

Sub acțiunea bacteriilor hidrogenul sulfurat, existent în multe ape stătătoare datorită descompunerii substanțelor organice, este oxidat pînă la acid sulfuric devenind agresiv față de beton; bacilii nitrificanți transformă compușii cu amoniac în azotați.

2.5.2.5. *Corodarea armăturii.* Acest fenomen este de natură electro-chimică. Neomogenitatea betonului și cea a oțelului fac să apară pe armătură suprafețe cu potențiale diferite, respectiv pile locale, coroziunea producîndu-se pe suprafețele anodice pe porțiunile cu potențialul cel mai scăzut. Prezența în beton a electroliților intensifică fenomenul de electroliză.

2.5.2.6. *Măsuri împotriva corodării betonului.* Pentru evitarea corodării betonului, respectiv a armăturii, sînt indicate următoarele măsuri:

a) Măsuri constructive care constau în general din alegerea unor dimensiuni suficiente pentru elementele de beton respectiv de beton armat în medii agresive, eventual din supradimensionarea lor, din evitarea golurilor, colțurilor, intrîndurilor și din respectarea unei acoperiri suficiente a armăturii (1,5—3,0 diametrul maxim al agregatului).

Este recomandabilă dimensionarea secțiunilor de beton armat cu condiția de nefisurare, iar dacă se admite fisurarea, se va limita deschiderea fisurilor; rosturile de lucru în beton vor fi cît mai puțin numeroase și tratate în mod corespunzător pentru a evita filtrarea apelor agresive prin ele.

b) Măsuri tehnologice care constau în realizarea unui beton compact, cît mai puțin permeabil (cel puțin P_4 la 28 zile). Agregatele vor fi de calitate corespunzătoare și cu o granulozitate bună.

Se va evita o reducere nejustificată a dozajului de ciment în special în cazul betonului armat. Foarte eficace se dovedește utilizarea aditivilor plastifianți dispersanți și în special a celor antrenori de aer; raportul *a/c* trebuie să fie relativ redus, în general nedepășind 0,55 pentru piese de dimensiuni mari și 0,50 pentru piese de dimensiuni mici. Prelungirea intervalului de timp în care betonul se conservă în aer ameliorează rezistența la coroziune a betonului, în special pe seama carbonatării [15].

În obținerea unui beton cu o rezistență ridicată la coroziune o pondere deosebită o are alegerea unui timp adecuat de ciment în conformitate cu prevederile STAS 3349-68.

c) Măsuri de protecție a betonului care trebuie luate întotdeauna cînd măsurile constructive și tehnologice se dovedesc insuficiente, în special în cazul unor agresivități intense sau al unor construcții cu pereți relativ subțiri.

O primă măsură poate consta în îndepărtarea apelor agresive (prin drenare etc.) sau prin reducerea agresivității apei (prin neutralizare etc.). Creșterea vitezei apei în canalizări poate împiedica oxidarea hidrogenului sulfurat și deci apariția agresivității sulfatice.

Pentru protecția exterioară a unor tipuri de construcții se poate aplica:

— injectarea cu suspensii de ciment sau soluții de silicați (în spatele cămășuielii galeriilor sau tunelurilor); cimentul utilizat trebuie să fie rezistent la tipul respectiv de agresivitate;

— pereți de argilă compactată; un adaos de 5—10% calcar în argilă este eficace în cazul unor ape acide.

Tratarea superficială a betonului prin carbonatare (naturală sau artificială), fluatare (în special cu silico-fluorură de magneziu, de aluminiu [70]), silicatizare (cu silicat de sodiu sau potasiu în 3—4 straturi [15] hidrofobizare cu soluții de săpunuri și apoi de săruri anorganice (de exemplu $AlCl_3$, $ZnCl_2$) [15]), torcretare pot da rezultate bune.

Suprafața betonului poate fi de asemenea protejată prin următoarele măsuri:

— vopsirea betonului cu vopsele pe bază de ulei (componentul principal fiind uleiul sicativ), cu lacuri pe bază de rășini sintetice (utilizînd rășini poliesterice, epoxidice etc.) cu bitum — bitum topit, suspensie de bitum, bitum dizolvat, bitum latex;

— acoperirea cu plăci sau folii din materiale anorganice (sticlă, gresie antiacidă etc.) sau organice (cauciuc, mase plastice etc.).

În fiecare caz tipul de protecţie va fi ales ţinînd seama de gradul de agresivitate şi de temperatura agentului agresiv, de costul şi de rezistenţa protecţiei, de importanţa construcţiei.

2.5.3. **Rezistenţa la îngheţ-dezgheţ.** 2.5.3.1. *Factorii care duc la rezistenţa betonului la îngheţ-dezgheţ.* Betonul construcţiilor hidrotehnice care se găsesc în contact cu apa şi sînt supuse îngheţului poate suferi, sub efectul simultan al acestor două acţiuni, degradări importante.

Rezistenţa la îngheţ-dezgheţ a betonului depinde de o serie de factori din care, printre cei mai importanţi, pot fi desprinşi următorii: caracteristicile agregatului utilizat, caracteristicile cimentului şi ale adaosurilor şi porozitatea betonului şi structura acestei porozităţi.

2.5.3.2. *Caracteristicile agregatului.* Agregatul unui beton rezistent la îngheţ-dezgheţ trebuie să fie compact, negeliv, să aibă cît mai puţine microfisuri, o cît mai redusă absorbţie capilară şi să prezinte o bună aderenţă faţă de piatra de ciment [70, 38 şi 86]. Agregatul trebuie să respecte condiţiile care se pun sub raportul conţinutului admisibil de impurităţi sau granule slabe (v.2.3.2. în cazul utilizării într-un beton supus acţiunii de îngheţ-dezgheţ. Excesul de elemente fine (sub 0,1 mm) trebuie evitat, efectul lor fiind de cele mai multe ori nefavorabil.

2.5.3.3. *Caracteristicile cimentului şi ale adaosurilor.* Cea mai bună rezistenţă la îngheţ-dezgheţ o prezintă betonul cu ciment aluminos, iar cea mai proastă betonul cu ciment cu adaosuri hidraulice [70, 38, 47 şi 86]. Fineţea de măcinare sporită în limite normale măreşte rezistenţa la îngheţ-dezgheţ, ducînd şi la o mai rapidă hidratare a oxidului de calciu liber din ciment [70, 86 şi 17]. Conţinutul de gips al cimentului trebuie să se găsească într-o zonă optimă caracteristică respectivului ciment; în linii generale acestea duce la un conţinut de SO_3 situat între 2—4 %. Depăşirea acestei zone poate duce la o distrugere rapidă la îngheţ-dezgheţ [86].

Oxidul de calciu liber [47 şi 86] şi aluminatul tricalcic, dacă conţinutul acestuia depăşeşte 8% din ciment [63], au un efect dăunător.

Adaosul de zgură granulată bazică poate avea efecte negative dacă proporţia adaosului în ciment devine importantă (peste 70%). La un conţinut de zgură pînă la 70%. efectul depinde de calitatea clinkerului şi a zgurei utilizate. Adaosurile minerale (cu excepţia zgurei de furnal bazice granulate) au efecte negative asupra rezistenţei la îngheţ-dezgheţ, [8 şi 17]. Trassurile româneşti cercetate de prof. emerit dr. Al. Stoopoe acţionează deosebit de puternic în acest sens [70].

2.5.3.4. *Porozitatea betonului şi structura acestei porozităţi.* Rezistenţa la îngheţ-dezgheţ a betonului depinde în principal de porozitatea betonului şi de caracterul acesteia. Porii betonului pot fi clasificaţi în [34]:

— pori capilari, formaţi de apa capilară, evaporabilă; aceşti pori au diametrul probabil $(1...50)\times10^{-4}$ cm [53];

— pori de contracţie, formaţi datorită reducerii volumului absolut al sistemului ciment-apă; dimensiunea lor este intermediară între porii capilari şi porii gelului;

— porii gelului, respectiv intervalul dintre particulele gelului; diametrul lor este probabil $(15...40)\times10^{-8}$ cm.

Apa conţinută în porii capilari îngheaţă la temperaturi negative apropiate de 0°C, în timp ce apa din porii gelului îngheaţă la temperaturi joase sub —40°C [34]. Porii capilari trebuie studiaţi în primul rînd din punct de vedere al comportării betonului la îngheţ-dezgheţ [58, 62 şi 47]; un beton cu un volum redus de pori capilari se poate obţine folosind un raport a/c mic şi un dozaj de ciment corespunzător. O deosebită importanţă o

are limitarea tendinței de sedimentare a cimentului care mărește porozitatea capilară a betonului și poate forma pungi de apă sub agregate (în special sub cele de dimensiuni mari). Această sedimentare poate fi evitată prin utilizarea unui ciment și a unui agregat corespunzător (v. 2.5.3.2 și 2.5.3.3) și a unui raport *a/c* mic.

O deosebită eficacitate o prezintă aditivii plastifianți :

— aditivii plastifianți dispersanți datorită efectului de defloculare a cimentului, reducerii raportului *a/c* (ambele având ca efect și reducerea tendinței de sedimentare a cimentului) și a măririi lucrabilității betonului ;

— aditivii plastifianți antrenori de aer datorită bulelor de aer oclus care modifică structura betonului creind întreruperi în rețeaua capilară ; acestea împiedică pătrunderea apei prin capilaritate și fac totodată și funcția de recipienți, care, primind apa sau gheața, reduc presiunea acestora [86]. În același timp se mărește retenția de apă a cimentului și lucrabilitatea betonului putîndu-se astfel reduce raportul *a/c*.

Cel mai bun efect îl au aditivii plastifianți micști care îndeplinesc ambele funcțiuni : dispersarea cimentului și antrenarea aerului.

Conținutul de aer oclus, funcție de dimensiunea maximă a granulei agregatului trebuie să respecte indicațiile tabelului XIII.5.

Vîrsta betonului are un efect mai puțin important dacă aceasta depășește 28 zile. Totuși la vîrste mari (3 ani) se constată o îmbunătățire simțitoare a rezistenței la îngheț-dezgheț în special a celui cu raporturi *a/c* mai ridicate [75].

În multe cazuri fenomenul de deteriorare a betonului datorită înghețului este întovărășit de o fisurare interioară provocată de variațiile mari de temperatură în special în cazul utilizării unor agregate cu coeficient de dilatație simțitor diferit de cel al pastei de ciment.

2.5.3.5. *Metode de încercare.* Metodele de încercare în laborator a gelivității betonului se bazează pe măsurarea variației unei caracteristici a betonului sau a probei de beton după un anumit număr de cicluri de îngheț-dezgheț. Printre aceste caracteristici sînt : rezistența la compresiune sau la întinderea din încovoiere, modulul de elasticitate, lungimea probei (dilatația betonului), greutatea probei, aspectul vizual. Trebuie subliniată diferența simțitoare existentă între încercarea de laborator și desfășurarea fenomenului în natură [53]. O cauză importantă o constituie eforturile termice ridicate care însoțesc încercarea de laborator și care denaturează rezultatele, datorită vitezei mari de îngheț-dezgheț necesare realizării unui număr mare de cicluri, într-un timp scurt. Trebuie subliniat că, în cazul unor viteze mici, efortul de autosudură a defectelor din beton poate deveni important și poate ameliora simțitor gelivitatea betonului.

STAS 3518-68 stabilește că rezistența la îngheț-dezgheț se caracterizează prin numărul maxim de cicluri de îngheț-dezgheț la care pot rezista epruvetele la vîrsta de 28 zile fără să sufere deteriorări ale structurii care să antreneze :

— scăderea modulului de elasticitate dinamic cu mai mult de 15 % ;

— scăderea totală a greutății cu mai mult de 5 %.

Caracterizarea rezistenței la îngheț-dezgheț a betonului se face pe baza a trei grade de gelivitate : G_{50}, G_{100} și G_{150}.

Gradul de gelivitate se stabilește funcție de condițiile climaterice și regimul de exploatare cu ajutorul tabelului XIII.11.

În lipsa unor date exacte privitoare la numărul înghețurilor alternate se recomandă ca acesta să se ia egal cu diferența dintre numărul zilelor cu temperatura minimă sub 0°C și cel al zilelor cu temperatura maximă sub 0°C.

În lipsa aparaturii necesare măsurării modulului de elasticitate dinamic, se poate efectua încercarea de rezistență la îngheț-dezgheț pe cuburi ; reducerea admisibilă a re-

zistenţei la compresiune este, în acest caz, de 25 %, pierderea totală maximă de greutate fiind tot de 5 %.

2.5.4. **Permeabilitatea betonului.** 2.5.4.1. *Specificul permeabilităţii.* Nu există beton impermeabil; aparenţa de impermeabilitate o capătă betonul dacă viteza de infiltrare a apei prin el este mai mică decît viteza de evaporare a apei la suprafaţa sa. Betonul hidrotehnic trebuie să aibă, în general, o permeabilitate redusă atît pentru a se asigura o exploatare corespunzătoare construcţiei, cît şi pentru a se evita corodarea armăturii şi — în cazul unei ape cu caracter agresiv faţă de beton — corodarea betonului.

Tabelul XIII.11

Definirea gradului de gelivitate a betonului

Temperatura medie a lunii celei mai reci	Numărul variaţiilor nivelului apei la suprafaţa spălată a betonului în timp de iarnă sau numărul de îngheţuri alternate	
	Pînă la 50	Peste 50
Pînă la −5°C	G_{100}	G_{150}
Între −5°C şi −10°C	G_{150}	G_{200}

Cauza principală a permeabilităţii betonului rezidă în structura sa fizică, în porozitatea sa; trebuie subliniat că nu volumul porilor este determinant, [53 şi 70], ci caracterul lor: mărimea diametrului, interconexiunea porilor, prezenţa unor discontinuităţi în lungul lor etc. Menţinerea betonului un interval de timp în apă produce o scădere a permeabilităţii sub efectul autocompactării. Rolul principal în autocompactarea betonului trebuie atribuit [53] umflării acestuia în apă. Fenomenul este reversibil: uscat, betonul se decompactează şi permeabilitatea lui creşte simţitor.

2.5.4.2. *Permeabilitatea redusă.* Obţinerea unui beton cu o permeabilitate redusă trebuie să aibă în vedere următoarele:

— cantitatea totală de parte fină (granule sub 0,2 mm) din ciment, nisip sau adaosuri minerale trebuie să fie suficientă pentru a putea reduce la minimum porozitatea. Este recomandabil ca această cantitate — funcţie de granula maximă a agregatului — să nu scadă sub valorile [87]:

Granula maximă, mm	7	15	30	50
Conţinut în partea fină sub 0,2 mm, în (kg/m³)	475	425	350	300

Utilizarea adaosurilor minerale (făină de piatră, tras, diatomit, zgură, argilă) este indicată fie pentru înlocuirea unei părţi din ciment, fie pentru completarea părţii fine din nisip. În tot cazul este necesar ca să nu se ajungă, datorită acestor adaosuri, la o diluare prea pronunţată a cimentului, ceea ce ar putea să aibă urmări defavorabile atît asupra permeabilităţii, cît şi asupra altor proprietăţi ale betonului.

Adaosurile plastifiante dispersante măresc lucrabilitatea betonului, deci și compactitatea lui, reduc raportul *a/c* și tendința de sedimentare a cimentului, reducînd permeabilitatea betonului.

Antrenorii de aer, prin bulele de aer produse, măresc lucrabilitatea betonului, reduc necesarul de parte fină (în medie cu 0,5—1,0 % din conținutul de nisip la 1 % aer oclus) și în același timp permeabilitatea betonului (în special în cazul unor dozaje mai reduse).

Agregatele folosite trebuie să fie curate, să aibă o compoziție granulometrică foarte bună; este în general contraindicată utilizarea nisipului de concasaj.

Raportul *a/c* are o influență pronunțată asupra permeabilității; creșterea raportului de la 0,50 pînă la 1,00 poate duce la o creștere a infiltrației de 100—200 ori [82]. Este recomandabilă utilizarea unui raport *a/c* sub 0,55.

Sedimentarea pastei de ciment, respectiv nereținerea apei de către beton, mărește simțitor permeabilitatea betonului [75]. Utilizarea unui ciment de bună calitate, suficient de fin măcinat, cît și respectarea celorlalte indicații privitoare la agregate și la utilizarea aditivilor plastifianți reduc considerabil efectele sedimentării pastei de ciment.

Tratarea ulterioară, respectiv condițiile de păstrare a betonului, cît și vîrsta au o importanță mare: un beton confecționat cu ciment cu zgură sau cu tras, păstrat 7 zile în condiții umede și apoi 21 zile în aer are o permeabilitate cu 50—75 % mai mare decît dacă este păstrat 28 zile în condiții umede [87]. O situație relativ apropiată o prezintă și betoanele confecționate cu ciment curat. Rezultă de aci importanța păstrării umede (cel puțin 14 zile, preferabil 21 zile) a betonului. Păstrarea umedă se realizează fie prin stropirea betonului, fie prin acoperirea lui cu pelicule bituminoase, emulsie de parafină etc. care să împiedice evaporarea apei.

2.5.4.3. *Criterii de apreciere a permeabilității.* Criteriul calitativ de apreciere a permeabilității betonului este fie gradul de impermeabilitate (definit ca presiunea maximă la care încă nu se observă străpungerea epruvetei de beton sau ca adîncimea maximă de pătrundere a apei la o presiune dată, STAS 3519-67) fie coeficientul de filtrație [75 și 55]. Determinarea practică a permeabilității betonului se realizează mai simplu și mai repede prin metoda determinării gradului de impermeabilitate normată în Republica Socialistă România (STAS 3622-61, [51]) care stabilește patru grade de impermeabilitate notate P_2, P_4, P_8 și P_{12}. Alegerea gradului de impermeabilitate (STAS 6102-69, [51]) se face funcție de gradientul presiunii apei care acționează asupra construcției:

- gradient pînă la 5 P_4;
- gradient de la 5 pînă la 10 P_8;
- gradient mai mare de 10 P_{12}.

Gradul de impermeabilitate P_2 se utilizează pentru betoanele zonelor interioare ale construcției masive sub presiune sau ale celor aflate deasupra zonei de nivel variabil. În cazuri justificate se pot utiliza și grade de impermeabilitate mai ridicată decît P_{12}.

Condițiile indicate sînt stabilite pentru epruvete cu înălțimea de 20 cm; pentru alte înălțimi se recalculează valoarea presiunii de încercare.

2.5.4.4. *Oprirea infiltrațiilor.* În general un beton cu materiale componente de bună calitate bine dozat cu cantitate de apă redusă (*a/c* sub 0,55) pus în operă cu atenție se comportă bine la presiunea apei. În toate cazurile compoziția unui astfel de beton se alege după încercări experimentale și se verifică pe epruvete prelevate pe șantier.

Micșorarea infiltrațiilor prin beton (în special în cazul pereților subțiri) se poate obține prin acoperirea lui cu un strat mai impermeabil (v. § 2.5.2).

O metodă simplă utilizată (în cazul rezervoarelor) constă din aplicarea unor tencuieli în grosime de 10—20 mm în general în două straturi, de preferință torcretate; în primul strat se folosește: 300—500 kg/cm^3 ciment cu nisip 0—0,3 mm, în al doilea strat 600—800 kg/m^3 ciment.

2.5.5. **Agregate reactive.** În ultimii ani s-au putut stabili, pe baze certe, existența unei reactivități a agregatelor cu alcaliile din ciment sau din alte surse. Această reactivitate poate provoca în beton distrugeri importante datorită umflării anormale a betonului, a fisurării lui și a pierderii de rezistență care rezultă din această cauză.

2.5.5.1. *Reactivitatea agregatelor.* Apare în general sub următoarele forme [2]:

a) Reacția între alcaliile (Na_2O și Ka_2O) din ciment (sau din alte surse ca ape de infiltrație etc.) și anumite tipuri de agregate reactive, denumită pe scurt reacția alcalii agregate. Printre agregatele reactive se numără cîteva forme de silice amorfă sau criptocristalină (opal, calcedonie, tridimit, cristobalit) unele siolite, andezite, dacite și geolite, anumiți constituienți ai unor filite etc. Identificarea agregatelor reactive se poate face prin analiză petrografică, încercări pe bare de mortar pentru determinarea umflării și încercării chimice. Încercările trebuie făcute într-un laborator de specialitate; este necesar să se verifice reactivitatea agregatelor în paralel prin cel puțin două metode.

Utilizarea unor agregate reactive este în general contraindicată; utilizarea lor se interzice pentru construcții ce vin în contact cu ape de mare sau cu apă conținînd alcalii. Dacă din motive economice se impune utilizarea unor agregate reactive, acest lucru se va admite numai dacă încercările de laborator dovedesc că, utilizînd un ciment cu un conținut redus de alcalii sau cu un adaos, în cantitate corespunzătoare de puțolană sau, preferabil cu amîndouă, nu se obțin umflări periculoase ale betonului [2] confecționat cu agregatele și cimentul menționate. Prin ciment cu conținut redus de alcalii se înțelege un ciment care are sub 0,6% alcalii calculați în Na_2O.

Utilizarea ca apă de amestecare a betonului a apei de mare sau a unei ape cu alcalii se interzice.

b) Unele calcare dolomitice sînt capabile de a reacționa cu alcaliile din ciment. În această situație se găsesc în general agregatele care conțin calcită și dolomită în părți practic egale; ele trebuie să fie verificate [2] prin determinarea expansiunii unor prisme executate din acest agregat, comparativ cu expansiunea unor prisme executate din calcar nereactiv.

În prezent nu se cunosc cauzele care provoacă reacția calcarelor dolomitice cu cimentul. Deși în cazul utilizării cimenturilor cu conținut foarte redus de alcalii (0,1—0,2%) apare posibilitatea ca reacția să nu se dezvolte, agregatele conținînd calcar dolomitic reactiv, trebuie evitate.

c) Au fost puse în evidență și alte cazuri de reacție ciment-agregate [2 și 18]. Ele au apărut aproape independent de conținutul de alcalii al cimentului. Nu s-a putut găsi pînă în prezent o explicație satisfăcătoare; se pare totuși că prezența alcaliilor în ciment este necesară pentru dezvoltarea reacției.

2.5.6. **Rezistența la acțiunea de uzură.** Acțiunea de uzură, în cazul construcțiilor hidrotehnice, se dezvoltă sub forma acțiunii de cavitație sau sub forma acțiunii de eroziune.

2.5.6.1. *Cavitația.* Fenomenul de cavitație are loc cînd, într-un curent de apă, presiunea scade sub cea atmosferică și în consecință o parte din apă se vaporizează. Bulele umplute cu vapori sînt transportate de apă, ajung în zone de presiune mai ridicată unde se distrug brusc și violent, creînd presiuni locale mari, de ordinul sutelor de atmosfere, cu efecte distructive. Cercetări și observații efectuate pe construcții realizate au arătat că fenomenul de cavitație apare fie ca efect al proiectării necorespunzătoare, din punct de vedere hidraulic, a formei construcției, fie ca efect al neregularităților suprafeței betonului, acest ultim efect depinzînd de tipul și mărimea neregularităților, de viteza și presiunea curentului de apă. Corelația între acești patru parametri se găsește în literatura de specialitate [11]. La canale deschise nu s-au constatat avarii din cavitație la viteze sub 12 m/s; în conducte închise efectele cavitației apar și la 7—8 m/s și pot deveni importante la viteze peste 15 m/s [3 și 16].

2.5.6.2. *Abraziunea.* Abraziunea betonului are loc cînd curentul de apă transportă praf, nisip, pietriș sau alte corpuri. În anumite condiții, funcțe de viteza curentului și de caracterul materialului transportat, eroziunea produsă prin abraziune poate fi la fel de puternică ca cea produsă de cavitație. Dacă efecte de cavitație nu sînt de așteptat, nu sînt necesare măsuri speciale referitoare la alinierе sau rugozitate pentru vizite ale curentului de apă sub 12 m/s [3].

2.5.6.3. *Rezistența la cavitație și la abraziune.* Rezistența la cavitație și în special cea la abraziune crește cu rezistența la compresiune a betonului; în cazul unei acțiuni intense de eroziune este recomandabil ca rezistența la compresiune să nu scadă sub 400 kgf/cm^2. Agregatele mari fiind mai ușor expulzate din beton sub acțiunea forțelor produse de cavitație, decît cele de dimensiuni mici, este recomandabilă limitarea diametrului granulei maxime la 20—30 mm. Utilizarea unui agregat cu o foarte bună aderență în beton este necesară în cazul cavitației; în cazul abraziunii este necesară utilizarea unui agregat dur și foarte rezistent; procentul de agregate slabe nu trebuie să depășească 2.

2.5.6.4. *Neregularități admise în funcție de viteza curentului.* Dacă viteza curentului depășește 12 m/s, trebuie asigurată linearitatea, rugozitatea minimă și constantă a suprafeței de beton. Neregularitățile nu trebuie să depășească 6 mm pe direcția curentului și 3 mm perpendicular pe curent. Pe suprafețe deschise (deversoare etc.) dimensiunile neregularităților pot fi de două ori mai mari, iar la viteze ce depășesc 30 m/s de două ori mai mici.

2.6. PROPRIETĂȚILE FIZICO-MECANICE ALE BETONULUI

2.6.1. **Rezistențele mecanice.** Valoarea efortului unitar la care se produce ruperea betonului se numește rezistența (mecanică) a betonului, corespunzătoare timpul respectiv de solicitare. Rzistența betonului are un caracter relativ convențional, ea depinzînd de mărimea și forma epuvetelor, de viteza încărcării, de rigiditatea utilajului de încercare etc.

2.6.1.1. *Ruperea betonului la compresiune.* Încercarea la compresiune a betonului se face în Republica Socialistă România pe epruvete cubice. Distrugerea curburilor se produce cu desprinderea fețelor laterale după plane înclinate, ruperea avînd un caracter aparent plastic datorită frecării produse între epruvetă și platanul presei. Rezistența determinată este rezistența cubică a betonului R_b. În cazul încercării unei prisme cu înălțimea cel puțin de 3 ori mai mare ca lățimea sau a unui cub după înlăturarea frecării dintre platan și epruvetă ruperea căpătă un caracter casant, epruveta prezentînd după rupere crăpături adînci longitudinale, paralele cu direcția forței; rezistența astfel determinată poartă numele de rezistența prismatică a betonuiul R_{pr}. Pentru stabilirea rezistenței prizmatice funcție de rezistența cubică (determinată pe cuburi cu latura de 20 cm) se poate utiliza indicativ relația prof. A. A. Gvozdev:

$$R_{pr} = \frac{1\,300 + R_b}{1\,450 + 3R_b} R_b. \qquad \text{(XIII.4)}$$

Rezistența cubică a betonului este influențată de dimensiunile cubului de probă; odată cu scăderea dimensiunilor cubului crește rezistența betonului și coeficientul de variație. Coeficienții de echivalență pentru cuburi cu latura de 10, 14, 20 și 30 cm pot fi luați: 0,95, 1,1. Echivalarea nu poate fi luată în considerație dacă în afara dimensiunilor probei variază și unele caracteristici ale betonului, de exemplu granula maximă.

Rezistența betonului la compresiune este influențată în afara dimensiunilor și formele probei de compoziția betonului (v. 2.4.1), de vîrstă, de condițiile conservării betonului

(v. 2.4.1) de viteza de încărcare; creşterea vitezei de încărcare sporeşte rezistenţa de rupere cu 10—15%, scăderea vitezei respectiv încărcarea de lungă durată o reduce cu 10—15% [56]. Din această cauză viteza de încărcare este normată şi anume la 5 kgf/cm²/s.

2.6.1.2. *Rezistenţa de rupere a betonului la întindere* R_t este simţitor mai mică decît cea la compresiune, datorită caracterului casant al betonului. Raportul lor este în medie 1/10—1/12, putînd lua valori mai mari pentru betoane de rezistenţă mică (1/6—1/8) şi valori mai mici pentru betoane de rezistenţă înaltă (1/15—1/20). Ruperea la întindere nu se produce simultan în toată masa betonului : apar întîi local fisuri fine (cu lungimea de circa 1 mm şi grosimea de circa 1 micron) ; microfisurile cresc, în special după ce efortul unitar în secţiune depăşeşte rezistenţa de apariţie a microfisurilor R_f, egală în medie cu 0,5 R_t (pentru betoane slabe 0,3 R_t, pentru betoane de rezistenţă înaltă 0,8 R_t) şi în cele din urmă, prin dezvoltarea preferenţială a unei fisuri se ajunge la rupere. Trebuie menţionat că o serie de fisuri apar datorită eforturilor iniţiale provocate de contracţie, temperatură etc. [56]. Valoarea rezistenţei de rupere creşte dacă viteza de încărcare creşte (comparativ cu viteza de dezvoltare a microfisurilor) şi scade în cazul contrar. Rezistenţa de rupere la întindere este influenţată de asemenea de compoziţia betonului, de vîrsta lui şi de condiţiile conservării lui, în special de umiditate.

Dimensiunile secţiunii transversale au o influenţă pronunţată asupra rezistenţei de întindere a betonului ; după G. D. Ţiscreli această influenţă se poate exprima cu ajutorul coeficientului de corecţie din tabelul XIII.12, [81].

În prezenţa unui gradient al eforturilor rezistenţa la întindere creşte pe seama plastifierii zonei întinse de beton ; plastifierea este mai pronunţată pentru probe cu înălţime mică [81]. Admiţînd că valoarea coeficientului de plasticitate λ este de 0,5, expresia momentului de rupere la încovoiere devine :

$$M_r = \frac{1}{3{,}5} bh^2 R_t. \qquad \text{(XIII.5)}$$

Se remarcă că pentru a utiliza ecuaţia lui Navier (în domeniul elastic) $M_r = \frac{1}{6} bh^2 R_{ti}$ trebuie introdusă o rezistenţă fictivă de întindere din încovoiere R_{ti} cu circa 70% mai mare decît R_t. Pentru probe cu înălţime mare, pentru care gradul de plasticitate nu atinge valoarea 0,50, plastificarea limitată a zonei întinse este luată în considerare cu ajutorul unui coeficient de scară [81] K_i care înmulţeşte R_t în ecuaţia momentului de rupere (tabelul XIII.13).

Tabelul XIII.12

Coeficientul de corecţie al rezistenţei la întindere a betonului funcţie de aria, respectiv volumul probei de beton (după G. D. Ţiscreli)

Aria, în cm²	50	100	200	400	1 000
Volumul, în cm³	—	4 000	10 000	25 000	2 500 000
Coeficientul de corecţie	1,20	1,00	0,85	0,8	0,70

2.6.1.3. *Rezistența betonului la oboseală.* Aceasta trebuie avută în vedere la proiectarea unor construcții hidrotehnice ca de exemplu la ecluzele la care numărul de încărcări și descărcări repetate poate atinge, în decursul exploatării lor, 100 000—500 000. Rezistența la oboseală R_0 a betonului este cu circa 10 % mai mare decît rezistența de apariție a microfisurilor R_f [56]. Scăderea prin oboseală a rezistenței este influențată nu numai de σ_{max}, ci și de raportul $\sigma_{min}/\sigma_{max}$; astfel în cazul unui beton de marca 200—250 pentru

Tabelul XIII.13

Valorile coeficientului de sceară K_i funcție de înălțimea grinzii

h,cm	10	15	20	30	50	> 50
K_i	1,10	1,00	0,85	0,80	0,70	0,70

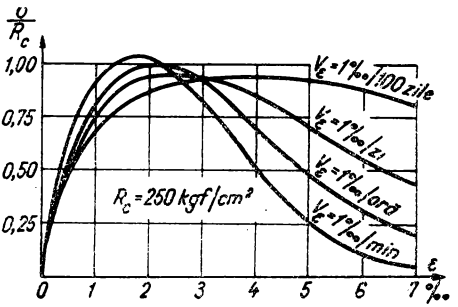


Fig. XIII.1. Curba σ — ε funcție de viteză (compresiune).

valori ale acestui raport mai mici sau egale cu 1/3, R_0/R_{pr} este egal cu 0,50, iar pentru valoarea 1, R_0/R_{pr} este egal cu 1. Se reține, că deși dacă se păstrează σ_{max} sub anumite limite, funcție de R_{pr} și de $\sigma_{min}/\sigma_{max}$, nu se obține ruperea prin oboseală, rezistența la oboseală scade continuu [56] în paralel cu creșterea numărului de cicluri (chiar peste 10^6).

2.6.2. **Deformațiile betonului sub acțiunea sarcinilor.** 2.6.2.1. *Deformațiile de scurtă durată.* Reprezentînd în planul σ — ε deformația betonului sub acțiunea unei forțe de compresiune, pînă în zona de rupere, se obține o curbă caracteristică a cărei formă de detaliu depinde de viteza de deformare [60], fig. XIII.1. Se observă că, cu creșterea vitezei de deformare partea ascendentă a curbei se apropie de o dreaptă; la viteze mai mici peste deformația elastică se suprapune o deformație neelastică, deformația de curgere lentă.

În general se admite că betonul se comportă elastic dacă efortul unitar din beton nu depășește 0,5 R_{pr}. Pentru valori peste 0,5 R_{pr}, notînd cu ε_p deformația neelastică și cu ε_b deformația totală, se definește după V. I. Murașev [54] raportul $\lambda = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_b}$ denumit coeficient de plasticitate și avînd valori cuprinse între 0,5 și 0,8, funcție de caracteristicile cimentului și betonului. În metodele de calcul normate se admite în toate cazurile valoarea convențională 0,5 atît pentru solicitări de compresiune, cît și pentru cele de întindere, ceea ce nu este întrutotul justificat [56].

Componentele elementare ale deformației totale a betonului sînt reprezentate după O. I. Berg [14] în fig. XIII.2. În fig. XIII.2, *a* sînt figurate deformațiile elastice ε_1, pentru care sînt caracteristice modulul de elasticitate E și coeficientul lui Poisson μ. În fig. XIII.2, *b* sînt redate deformațiile de curgere lentă ε_2. Deformațiile plastice de tipul *II*, respectiv cele provocate de dezvoltarea microfisurilor ε_3 care apar odată cu depășirea unui anumit efort unitar critic sînt prezentate în fig. XIII.2, *c*. În fig. XIII.2, *d* sînt

redate deformaţiile pseudoplastice ε_4 care însoţesc ruperea probei; ele sînt specifice betoanelor de marcă joasă care au o comportare plastică mai pronunţată în zona ruperii spre deosebire de betoanele mărci superioare care au o rupere casantă. Notînd cu R_f efortul unitar din beton la care începe dezvoltarea microfisurilor, se poate observa din fig. XIII.3 că raportul R_f/R_{pr} nu este o constantă [14], ci creşte cu marca betonului; zona deformaţiilor pseudoplastice ε_4 scade deci cu creşterea mărcii.

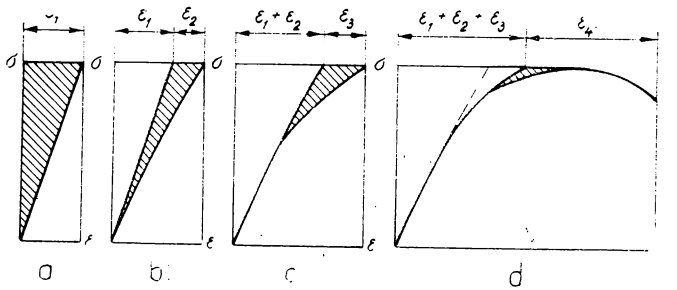


Fig. XIII.2. Componentele deformaţiei betonului.

Deformaţia de rupere a betonului la compresiune corespunzătoare rezistenţei de rupere maxime (în zona de maxim a curbei din fig. XIII.1) este de circa 1‰; valoarea maximă a deformaţiei (la capătul curbei din fig. XIII.1) poate atinge 3—7% [61].

Curba caracteristică în cazul întinderii are forma prezentată în fig. XIII.4 [36] relativ asemănătoare cu cea din cazul compresiunii. După cum rezultă din figură, deformaţiile corespunzătoare punctelor de maximum ale curbei sînt cuprinse între 0,5 şi $1{,}0 \cdot 10^{-4}$; cele corespunzătoare ruperii finale a probei, ating valori de $2{,}5 \cdot 10^{-4}$, mergînd pînă la $18{,}4 \cdot 10^{-4}$. Deformaţia corespunzătoare microfisurii este considerată a fi în medie de $1{,}0 \cdot 10^{-4}$ (microfisurarea probelor supuse la compresiune începe la o deformaţie transversală medie tot de $1{,}0 \cdot 10^{-4}$).

2.6.2.2. *Modulul de elasticitate al betonului* E_b. Acesta poate fi exprimat prin relaţiile (XIII.6) şi (XIII.7) în funcţie de marca betonului:

$$E_b = \frac{1\,000\,000}{1{,}7 + \dfrac{360}{R_b}}; \qquad \text{(XIII.6)}$$

$$E_b = 19\,000\sqrt{R_b}. \qquad \text{(XIII.7)}$$

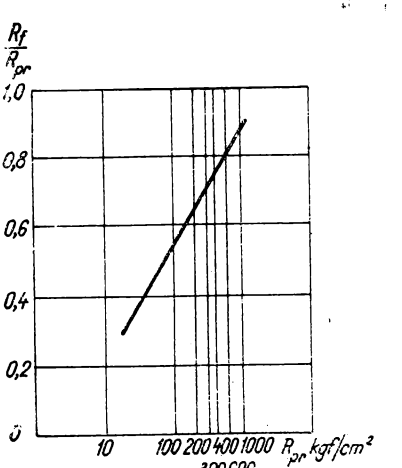


Fig. XIII.3. Raportul R_f/R_{pr}.

Pentru a urmări variația modulului de elasticitate cu efortul, Saliger [61] propune pentru $\sigma \leqslant 0{,}5\ R_{pr}$ o relație de forma :

$$E_{b\sigma} = \left(1 - \frac{\sigma}{\alpha\, R_{pr}}\right) E_{i0}. \qquad \text{(XIII.8)}$$

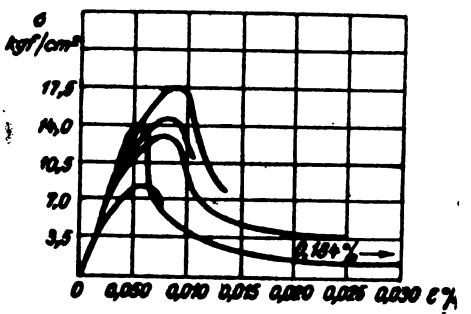


Fig. XIII.4. Curba σ — ε (întindere).

În expresia (XIII.8) α este un coeficient ce poate lua valori în domeniul 1,00—1,30. În general, în calcule se admite aceeași valoare a lui E_b indiferent de solicitare ; modulul de elasticitate la întindere sau la întinderea din încovoiere este însă mai redus decît cel la compresiune datorită efectului microfisurilor care se face resimțit în special de la valori ale efortului unitar mai mari ca (0,3—0,4) R_t. Pentru evaluarea modulului de elasticitate la întindere, Țiscreli [81] propune o relație de forma :

$$E_{bt} = 41\,000\ R_t^{2/3}. \qquad \text{(XIII.9)}$$

Influența vîrstei poate fi în general exprimată cu ajutorul unor relații exponențiale de tipul :

$$E_b = E_{i0}\,(1 - \beta\, e^{-\alpha t}), \qquad \text{(XIII.10)}$$

în care E_{b0} este modulul de elasticitate la vîrsta foarte ridicată ($t = \infty$). Relația dă valori apropiate cu cele deduse experimental cu excepția unei zone de vîrstă tînără, unde aproximația este mai mare.

Coeficientul lui Poisson pentru beton variază în limite largi între 0,10 și 0,30, mai frecvent între 0,14 și 0,22. Valorile mai mari se întîlnesc pentru betoane de marcă joasă, la vîrsta tînără, la umidități mai ridicate sau la trepte mai mari de încărcare. Ca valoare medie de calcul se poate lua 1/6.

Determinarea modulului de elasticitate static E_b se face prin măsurarea, cu dispozitive corespunzătoare, a deformației în lungul unei epruvete de beton, supuse la diferite sarcini. Datorită faptului că prin încărcare proba suferă modificări de structură, nu se poate urmări variația în timp a lui E_b pe o aceeași epruvetă, pentru fiecare determinare trebuind pregătite epruvete noi ; aceasta micșorează reproductibilitatea măsurătorilor și mărește volumul de muncă necesar determinării.

Determinarea modulului de elasticitate dinamic E_{bd} prezintă tocmai avantajul că rezultatele obţinute sînt reproductibile. E_{bd} poate fi egal cu coeficientul unghiular al tangentei în origină (pentru $\sigma = 0$) la curba caracteristică. El este în general cu 20—30% mai mare decît modulul de elasticitate static E_b; în medie $E_b = 0{,}80\ E_{bd}$.

2.6.2.3. *Deformaţii de durată.* Deformaţiile betonului supus unor sarcini de durată cresc în timp chiar pentru trepte mici de încărcare. Fenomenul poartă denumirea de curgere lentă a betonului.

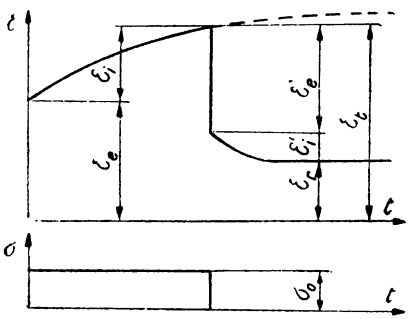


Fig. XIII.5. Schema deformaţiei de curgere lentă.

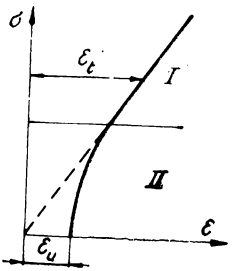


Fig. XIII.6. Schema interacţiunii: curgere lentă — contracţie.

După cum se poate vedea din fig. XIII.5, odată cu încărcarea are loc deformaţia elastică instantanee ε_e după care, deşi sarcina rămîne constantă σ_0, deformaţia de curgere lentă creşte în timp cu o valoare ε_i care tinde să se amortizeze. La descărcare are loc o scădere elastică instantanee a deformaţiei ε'_e şi apoi o revenire elastică întîrziată ε'_i înregistrîndu-se şi o deformaţie remanentă ε_r. După cum se vede, deformaţia totală ε_t are componente elastice instantanee, elastice întîrziate şi remanente.

Mecanismul curgerii lente a fost şi continuă să fie studiat de foarte mulţi cercetători. În linii generale teoriile enunţate clasifică factorii principali ai curgerii lente în 3 grupuri [80]: expulzarea mecanică a umidităţii din structura pietrei de ciment ca urmare a încărcării, curgerea vîscoasă a pietrei de ciment, deformaţia plastică a structurii cristaline ca urmare a formării şi dezvoltării microfisurilor; curgerea lentă trebuie considerată ca fiind provocată de toţi factorii citaţi, ponderea fiecărui factor depinzînd de umiditatea probei şi mediului, de treapta de încărcare etc. De asemenea, se reţine legătura care există între deformaţiile de curgere lentă şi cele de contracţie, dat fiind faptul că sub efectul sarcinii de durată o parte din umiditatea betonului este expulzată; deformaţiile de curgere lentă şi cele de contracţie nu sînt aditive, suprapunerea lor făcîndu-se după relaţii mai complicate. Din fig. XIII.6 se poate observa că sub anumite trepte de încărcare, deformaţiile totale ε_t de curgere lentă şi contracţie sînt proporţionale cu sarcina (zona *I*); pentru valori mai mici ale treptei de încărcare (zona *II*) deformaţiile sînt mai mari decît cele ce rezultă dintr-o dependenţă liniară de sarcină, pentru $\sigma = 0$ deformaţia fiind cea de contracţie ε_u [43].

Curgerea lentă este influențată de cantitatea de pastă de ciment (respectiv de ciment și de apă) din beton, de umiditatea mediului, de treapta și de durata încărcării, de vîrstă la care se face încărcarea ; un indice de ansamblu poate fi rezistența betonului la vîrsta la care se face încărcarea.

Pentru exprimarea analitică a deformației de curgere lentă s-au utilizat diferite relații, de exemplu după Saliger :

$$\varepsilon_i = 6 \cdot 10^{-6} \sqrt[3]{t} \cdot \sigma \ (t, \text{ în luni și } \sigma, \text{ în kgf/cm}^2).$$

Utilizînd expresiile *caracteristica curgerii lente* $\varphi_t = \varepsilon_i/\varepsilon_e$ (raportul între deformația de curgere lentă și cea elastică) și *măsura curgerii lente* $C_t = \varepsilon_i / \sigma$ (deformația corespunzătoare unei sarcini unitare), deformația totală a betonului devine :

$$\varepsilon_t = \varepsilon_e + \varepsilon_i = \varepsilon_e (1 + \varphi_t) = \frac{\sigma_b}{E} (1 + \varphi_t) = \frac{\sigma_b}{\frac{E}{1 + \varphi_t}}. \qquad \text{(XIII.11)}$$

Se observă că totul se petrece ca în cazul deformației elastice cu condiția introducerii unui *modul de deformație de durată* $E/(1 + \varphi_t)$.

Valorile lui φ_t pot fi calculate pe baza STAS 8000-67.

În cazul construcțiilor hidrotehnice o importanță cel puțin egală cu cea a curgerii lente o are relaxarea eforturilor.

Punînd deformația unitară totală după Arutiunian [9] :

$$\delta (t. \tau) = \frac{1}{E (\tau)} + C (t, \tau), \qquad \text{(XIII.12)}$$

în care τ respectiv τ_1 este vîrsta betonului la încărcare, iar t este timpul la care se determină deformația, ecuația care dă valoarea deformației devine : (în locul ecuației lui Hooke) :

$$\varepsilon (t) = \frac{\sigma^*(t)}{E (t)} - \int_{\tau_1}^{t} \sigma^*(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \delta (t, \tau) \, d \tau. \qquad \text{(XIII.13)}$$

Din ecuația integro-diferențială (XIII.13) se poate obține, prin rezolvarea ecuației, efortul unitar relaxat σ^*.

2.6.3. **Deformațiile de temperatură.** Acestea se pot obține prin calcul dacă se cunoaște variația cîmpului termic și coeficientul de dilatare termică α_0.

2.6.3.1. *Determinarea cîmpului termic.* Aceasta necesită cunoașterea unor constante termice ale betonului, în primul rînd conductibilitatea căldurii λ $\frac{\text{kcal}}{(\text{m} \cdot \text{h} \cdot \text{grd})}$ și căldura specifică c $\frac{\text{kcal}}{\text{kg} \cdot \text{grd.}}$). În lipsa unor date experimentale se poate lua $\lambda = 2{,}0 - 2{,}6$ kcal/m.h.grd, $c = 0{,}24$ kcal/kg·grd, iar $\alpha = 10 \cdot 10^{-6}$.

2.6.3. **Contracţia betonului.** 2.6.3.1. *Umiditatea betonului.* Variaţia umidităţii în beton provoacă deformaţii ale betonului care pot fi grupate astfel :

— tasarea iniţială a amestecului de beton datorită procedeului de sedimentare şi segregare a betonului proaspăt ;

— contracţia provocată în procesul de hidratare şi hidroliză a cimentului de reducere volumică a sistemului apă — ciment în raport cu volumele iniţiale ale acestora (contracţia plastică) ;

— contracţia de uscare (contracţia higroscopică) provocată de scăderea umidităţii betonului sub efectul evaporării superficiale a apei din beton ; dacă proba este pusă într-un mediu de umiditate mare sau în apă, are loc umflarea betonului.

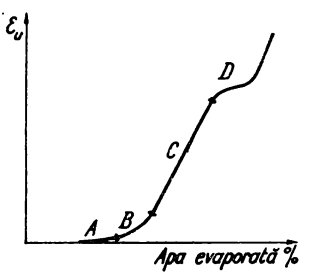


Fig. XIII.7. Corelaţia contracţie evaporarea apei.

Evaporarea apei din beton se face într-o anumită succesiune care poate fi expusă simplificat astfel : întîi se evaporează apă din porii şi capilarele mari — zona *A* (fig. XIII.7), apoi din capilarele mici zona *B*, procesul continuă cu evaporarea apei structurale şi zeolitice (apa din porii gelului, apa absorbită pe cristalitele gelului şi dintre pachetele de cristale) zona *C* ; din zona *D* se termină evaporarea apei structurale şi zeolitice şi începe evaporarea stratului monomolecular care se poate realiza integral în etuvă la temperatura peste 100°C. Deformaţia de contracţie sub efectul evaporării apei din pori şi capilarele mari este practic nesezizabilă — zona *A*, creşte în zona *B* odată cu afectarea unor pori şi capilare de diametru din ce în ce mai mic, căpătînd în zona *C* o creştere continuă. În zona *D* contracţia scade la început pentru a creşte iarăşi brusc odată cu începerea evaporării stratului monomolecular de apă ; această zonă nu interesează sub aspect practic — betonul hidrotehnic.

2.6.3.2. *Contracţia de uscare a betonului.* Aceasta este influenţată pe de o parte de volumul părţii active din beton, de gradul de hidratare şi de caracteristicile acesteia, pe de altă parte de diferenţa dintre umiditatea betonului şi cea a mediului exterior. Contracţia creşte odată cu dozajul de ciment, cu raportul *a/c* şi cu fineţea de măcinare. Compoziţia mineralogică a cimentului influenţează în special prin conţinutul de aluminat tricalcic C_3A : contracţia acestuia este de 3,2 ori mai mare [70] decît a unui ciment portland normal ; adaosul de gips (pentru reglarea timpului de priză) reduce contracţia betonului dacă se găseşte în ciment în limitele corespunzătoare conţinutului de C_3A şi măreşte contracţia în caz contrar. Electroliţii utilizaţi ca acceleratori de priză (clorură de calciu, clorură de sodiu etc.), conţinutul ridicat în parte fină şi trasul în special dacă conţinutul său în ciment depăşeşte 10—15 % măresc contracţia betonului.

După normativul [28] mărimea deformaţiei de contracţie se determină cu formula :

$$\varepsilon_u = K_3 K_4 K_c \varepsilon_c . \qquad \text{(XIII.14)}$$

2.7. CONTROLUL CALITĂŢII BETONULUI HIDROTEHNIC

2.7.1. **Condiţiile cerute betonului hidrotehnic.** Ansamblul de condiţii care se pun betonului hidrotehnic poate fi respectat în practică numai dacă se efectuează pe şantier un control sistematic şi permanent, în decursul întregului proces de fabricare a betonului : recepţia materialelor componente, prepararea betonului, punerea în operă, tratarea ulterioară.

Controlul presupune existența unor studii preliminare de laborator care să fi stabilit posibilitatea realizării condițiilor tehnice impuse betonului cu materiale prevăzute (agregate, ciment, aditivi), în condițiile utilajului existent pe șantier.

2.7.2. **Controlul agregatelor.** Controlul agregatelor se efectuează în funcție de organizarea gospodăriei de agregate atît în depozitele stației de sortare (primul control), cît și în cele ale fabricii de beton (al doilea control). Dacă agregatul este livrat pe șantier gata sortat, se recomandă ca primul control să se efectueze în balastiera (cariera) furnizoare.

Primul control are caracter de recepție a agregatelor; el verifică: conținutul în impurități, forma granulelor, compoziția granulometrică a agregatelor pe sorturi și celelalte caracteristici impuse agregatelor.

Al doilea control are un caracter tehnologic; el verifică conținutul în părți levigabile, curba granulometrică (care pot suferi modificări sub efectul manipulării agregatelor) și umiditatea agregatelor.

Frecvența determinărilor (analizelor) de control se stabilește pentru fiecare lucrare în parte funcție de variația probabilă a caracteristicilor agregatului, constatată cu ocazia studiilor preliminare și corectată pe baza rezultatelor obținute pe șantier.

2.7.3. **Controlul cimentului.** Controlul cimentului se face în conformitate și pe baza prevederilor standardului sau normei interne de fabricație a fiecărui sort de ciment. Un prim control, cu caracter de recepție, se face de regulă la fabrica furnizoare, în special în cazul unor cantități mari și continue de ciment sau la cazul utilizării unor cimenturi speciale; în celelalte cazuri acest control se poate face la sosirea cimentului pe șantier. Controlul se face pe baza rezultatelor încercărilor de laborator ale fabricii furnizoare; loturile necorespunzătoare de ciment nu vor putea fi utilizate.

În cazul în care primul control se face la fabrică, se efectuează un al doilea control sumar pe șantier prin verificarea caracteristicilor fizice ale cimentului de către laboratorul șantierului. Este indicat ca, cu o anumită frecvență, să se efectueze pe șantier și analiza fizico-mecanică completă a calității cimentului; cu o frecvență mai redusă, la lucrări mari, este indicată efectuarea prin sondaj a unor analize complete ale cimentului la un laborator central de specialitate.

2.7.4. **Controlul aditivilor.** Controlul aditivilor se face, pentru fiecare lot livrat, pe baza analizelor de laborator ale fabricii furnizoare și pe baza verificărilor făcute pe șantier. Pe șantier se verifică eficacitatea și constanța calității aditivelor, urmărindu-se reproductibilitatea rezultatelor obținute în studiile preliminare pe baza cărora s-a stabilit tipul și procentul de aditiv pentru betonul respectiv [51]; pentru aditivi plastifianți se determină în acest scop tasarea și lucrabilitatea betonului proaspăt, iar pentru aditivi antrenatori de aer sau micști se determină în plus conținutul de aer oclus.

2.7.5. **Controlul betonului.** Controlul betonului se face în general în trei etape: controlul betonului proaspăt, controlul betonului întărit și controlul betonului pus în operă. Controlul betonului proaspăt și al celui întărit se face pe probe prelevate pentru fiecare obiect și tip de beton la locul de fabricație.

La distanțe mari de transport se refac determinările de control; în cazul în care se impune reamestecarea betonului, probele se prelevează după efectuarea reamestecării.

Controlul betonului pus în operă se face pe betonul obiectului respectiv.

2.7.5.1. *Controlul betonului proaspăt.* Această operație se face pentru a asigura respectarea constanței preparării betonului prin verificarea caracteristicilor betonului proaspăt pentru care sînt stabilite condiții tehnice, de regulă: lucrabilitatea, densitatea aparentă și conținutul de aer oclus.

2.7.5.2. *Controlul betonului întărit.* Această operație are ca scop verificarea corespondenței între caracteristicile măsurate ale betonului executat și condițiile tehnice cerute. Analiza statistică a rezultatelor controlului betonului întărit prezintă un tablou

de ansamblu al respectării condiţiilor tehnice puse betonului, respectiv al realizării caracteristicilor avute în vedere la întocmirea proiectului şi în consecinţă a gradului de securitate a construcţiei. De asemenea ea poate da indicaţii utile în legătură cu îmbunătăţirea procesului tehnologic atît la lucrarea respectivă, cît şi la alte lucrări care urmează a fi executate.

Analiza statistică se face cu ajutorul funcţiunilor statistice $\bar{x}$ — media aritmetică, s — abaterea medie patratică, C_v — coeficientul de variaţie şi S — asimetria distribuţiei calculate din relaţiile (STAS 1275-62).

Mărimea coeficientului de variaţie constituie o indicaţie utilă, evaluarea calităţii controlului betonului putîndu-se face prin compararea acestor mărimi cu criteriile date în tabelul XIII.14 [7].

Tabelul XIII.14

Criterii ale controlului betonului funcţie de mărimea coeficientului de variaţie

Clasificarea coeficienţilor de variaţie	Criteriile controlului			
	Foarte bine	Bine	Mediocru	Slab
Coeficientul de variaţie generală	Sub 10	10—15	15—20	Peste 20
Coeficientul de variaţie intrinsecă	Sub 4	4—5	5—6	Peste 6

Coeficientul de variaţie generală se calculează din valorile medii ale seriilor probelor de control; el constituie o rezultantă a variaţiei caracteristicilor agregatelor, cimentului, aditivilor, raportului a/c, condiţiilor de malaxare a betonului etc., şi dă o imagine a condiţiilor de desfăşurare a întregului proces tehnologic [77].

Controlul betonului (hidrotehnic) întărit include de regulă rezistenţele mecanice (la compresiune şi întindere), impermeabilitatea, rezistenţa la îngheţ-dezgheţ; în cazul în care sînt prevăzute şi alte condiţii tehnice controlul se extinde şi asupra acestora (rezistenţa la uzură etc.).

Controlul se efectuează pe probe care au atins vîrsta de 90 zile pentru rezistenţele mecanice şi gradul de impermeabilitate şi respectiv vîrsta de 28 zile pentru rezistenţa la îngheţ-dezgheţ (v. 2.2.). La lucrările importante se recomandă ca, cel puţin pentru rezistenţele mecanice, încercările de control să se facă şi la alte vîrste (7, 28, 180 şi eventual la 360 zile); rezistenţa la compresiune la 7 zile, ţinînd seama de faptul că ea poate reprezenta un control operativ al calităţii betonului, trebuie întotdeauna determinată.

Betonul corespunde condiţiei tehnice de rezistenţă mecanică (STAS 1275-62) dacă coeficientul de omogenitate k_b al betonului îndeplineşte condiţiile:

$$k_b \geqslant 0{,}60, \text{ pentru } R_b \leqslant 200 \text{ kgf/cm}^2, \text{ respectiv } R_t \leqslant 15 \text{ kgf/cm}^2;$$
$$k_b \geqslant 0{,}65, \text{ pentru } R_b > 200 \text{ kgf/cm}^2, \text{ respectiv } R_t > 15 \text{ kgf/cm}^2. \qquad \text{(XIII.15)}$$

Coeficientul de omogenitate este definit prin relațiile (STAS 1275-62):

$$k_b = \frac{\bar{x}}{R_b} y, \qquad \text{(XIII.16)}$$

în care: pentru $C_v \leqslant 0{,}12$: $y = 1 - 3C_v$;

pentru $C_v > 0{,}12$: y se obține din nomograma din fig. XIII.8 funcție de asimetria distribuției (atît nomograma cît și mărimea $1-3\,C_v$ corespunzînd unui nivel de încredere de 99,73%).

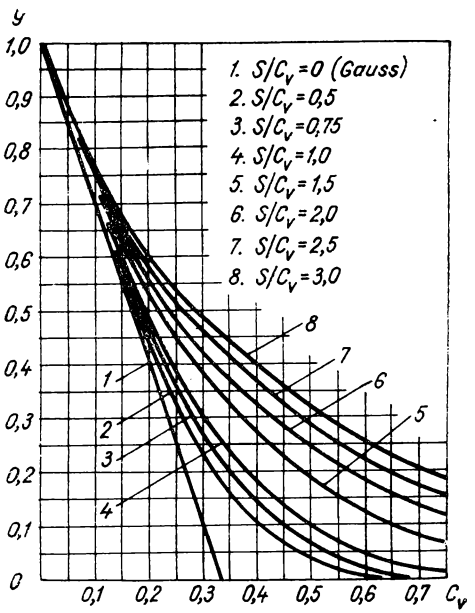


Fig. XIII.8. Nomogramă pentru calculul statistic.

Din relațiile (XIII.15) și (XIII.16), cunoscînd sau evaluînd coeficientul de variație al betonului (pentru șantierul respectiv), se poate determina mărimea medie a rezistențelor, necesară pentru a asigura valoarea cerută pentru k_b. Respectarea condiției XIII.15 nu implică obligativitatea pentru toate valorile rezistenței (medii pe o serie de probe) de a fi mai mari decît marca betonului, respectiv mai mari ca R_b. Valorile mai mici decît R_b trebuie să se găsească în număr limitat și să nu prezinte continuitate; apare astfel o metodă foarte operativă de a controla pe parcursul betonării respectarea condiției (XIII.15) pe baza urmăririi numărului maxim de valori care se pot găsi într-un interval de timp fixat

sub R_b. De exemplu, se poate utiliza în acest scop condiţia ca proporţia de rezistenţe mecanice ω care se găsesc lunar sub marcă să nu fie mai mare decît [51] :

15% pentru $R_b \leqslant 200$ kgf/cm², respectiv $R_t \leqslant 15$ kgf/cm² ;
10% pentru $R_b > 200$ kgf/cm² respectiv $R_t > 15$ kgf/cm². (XIII.17)

Condiţia (XIII.17) poate fi exprimată în funcţiuni statistice sub forma :

$$\bar{x} = R_b + \alpha\sigma = R_b + \alpha\bar{x}\, C_v. \tag{XIII.18}$$

Între α şi ω există dependenţa care rezultă din fig. XIII.9 şi ea poate fi exprimată pentru o distribuţie normală prin relaţia :

$$\omega = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{\alpha}^{\infty} e^{-x^2}\, dx. \tag{XIII.19}$$

Astfel $\alpha = 1{,}0346$ pentru $\omega = 15\%$ respectiv $\alpha = 1{,}282$ pentru $\omega = 10\%$. Pentru a compara condiţiile (XIII.15) şi (XIII.17) se elimină $\bar{x}/R_b$ din relaţiile (XIII.16) şi (XIII.18) şi se obţine expresia coeficientului de omogenitate care verifică simultan ambele relaţii :

$$k_b = \frac{y}{1 - \alpha C_v}. \tag{XIII.20}$$

Din reprezentarea grafică a lui k_b în fig. XIII.10 se observă că condiţia (XIII.17) acoperă condiţia standardizată (XIII.15) pînă la valori ale lui C_v de 16—17% pentru distribuţii simetrice ($S/C_v = 0$) şi pînă la valori ale lui C_v de 20—21% în cazul unei dis-

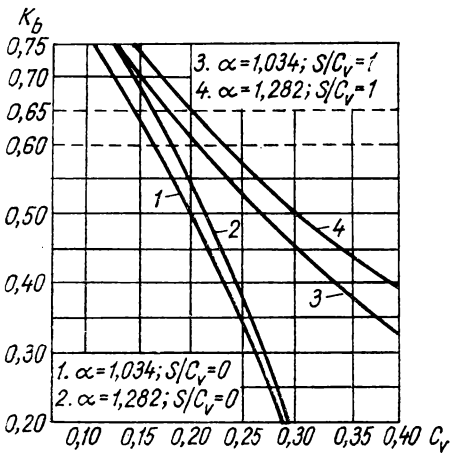


Fig. XIII.9. Corelaţia K_b, C_v, α şi S/C_v.

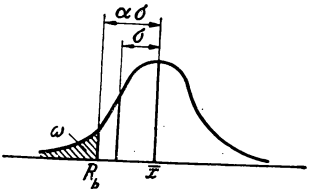


Fig. XIII.10. Corelaţia $\omega - \alpha$.

tribuții asimetrice ($S/C_v = 1$) pozitive. Coeficienții de variație uzuali pentru betonul hidrotehnic găsindu-se în general în aceste limite, rezultă că condiția XIII.17 poate fi utilizată pentru controlul betonului pe parcursul betonării, ea asigurînd în final respectarea condiției (XIII.15).

Un control mai operativ se poate face asupra rezistenței betonului la 7 zile, impunîndu-se, de exemplu, ca ea să nu scadă sub 0,5 R_7 (R_7 fiind rezistența betonului la 7 zile corespunzătoare mărcii cerute). Dacă valorile rezistenței obținute pe probe de control la 7 zile scad sub această limită, ceea ce nu duce la certitudinea că se vor găsi sub marcă la vîrsta corespunzătoare, trebuie ameliorat controlul betonului.

Controlul betonului pus în operă este în general dificil și costisitor; totuși se recomandă ca acest control să se realizeze în mod sistematic, cu frecvență redusă, și ori de cîte ori controlul operativ duce la concluzii nesatisfăcătoare sau există suspiciuni referitoare la calitatea betonului.

2.7.5.3. *Metode nedistructive de verificare a rezistenței betonului.* Controlul betonului pus în operă se poate realiza fie prin încercarea carotelor extrase din beton, fie prin metode nedistructive. Extragerea carotelor de beton se face de regulă cu ajutorul unor foreze special adaptate acestui scop, cu capete carotiere armate cu diamant; diametrul carotei trebuie să fie de 3—4 ori mai mare decît granula maximă a betonului pentru a se evita împrăștieri mari ale rezultatelor.

Metodele nedestructive de verificare a rezistenței betonului constau din metode de duritate superficială, din metode acustice sau din metode combinate. În prima categorie se utilizează de preferință aparate de recul de tipul sclerometrului Schmidt [26]. În a doua categorie intră aparatele acustice de impuls [24]. Trebuie subliniat că cu ajutorul ultrasunetelor pot fi identificate în beton: golurile, fisurile sau rosturile de turnare, adîncimea stratului degradat de beton, cuiburile de segregare [24] etc.

2.7.6. **Controlul armăturii.** Recepția armăturii se face pe baza buletinelor de calitate emise de fabrica producătoare conform cu STAS 438-67. La lucrări mai importante și la cantități mai mari de armătură este indicat să se facă controlul calității armăturii la fabrica producătoare.

Un al doilea control se face la fasonarea barelor și la confecționarea plaselor și carcaselor; se verifică diametrul și calitatea oțelului utilizat, respectarea dimensiunilor și formei geometrice. La punerea în operă (montajul) armăturii se verifică utilizarea corectă a barelor individuale, plaselor sau carcaselor stabilite prin proiect ca tip, diametru, număr de bare și exactitatea amplasării armăturii.

Un control foarte sever se face sudării armăturilor. Se verifică în prealabil respectarea tehnologiei de lucru și starea utilajului. După executarea sudurilor se verifică toate sudurile prin lovituri cu ciocanul; sudarea trebuie să aibă un sunet clar. Un anumit număr de suduri executate (de regulă 5%) se taie și se supun încercării la întindere. Pe șantierele mari, este preferabil ca aceste suduri să fie controlate prin gamagrafii și un număr mai redus (circa 1%) în special din cele cu gamagrafii necorespunzătoare să fie supus încercărilor distructive.

2.8. BETOANE HIDROTEHNICE SPECIALE

2.8.1. **Betonul vacuumat.** Betonul vacuumat se obține sub acțiunea sucțiunii, respectiv a vidului realizat cu ajutorul unor plăci (care pot juca și rolul de cofraj) aplicate pe betonul proaspăt; sucțiunea îndepărtează o parte din apa conținută în beton. Adîncimea stratului vacuumat și cantitatea de apă îndepărtată depind de mărimea granulei

maxime, compoziţia betonului, forma suprafeţei vacuumate. În medie se poate considera că pe o adîncime de 15 cm de la suprafaţă se poate îndepărta circa 20% din apa din betonul proaspăt.

Vacuumarea are efectele cele mai bune dacă : betonul are un conţinut minim de părţi fine, plăcile vacuumate acoperă toată suprafaţa betonului şi vacuumarea se produce asupra betonului încă plastic, începutul vacuumării fiind însoţit (timp de cîteva minute) de vibrare [83].

2.8.2. **Betonul prepakt** (Colcrete). Se utilizează în special în cazurile în care punerea în operă a betonului în condiţii obişnuite apare dificilă : armătură deasă, cofraje complicate, turnare sub apă etc. Procedeul de execuţie constă din umplerea cofrajelor cu agregat mare, compactat prin vibrare sau jet de aer comprimat, golurile fiind umplute ulterior cu mortar injectat.

Agregatul mare trebuie să aibă o granulozitate continuă, un volum de goluri cît mai mic (după compactare 35—40%) şi să fie spălat de praf ; este de asemenea recomandabil să fie lipsit de parte fină.

Mortarul de injecţie este compus din ciment, nisip, apă şi agenţi auxiliari. Cimentul nu pune probleme speciale comparativ cu un beton obişnuit. Nisipul trebuie spălat pentru eliminarea părţii fine ; granula sa maximă nu trebuie să depăşească o optime din granula maximă a agregatului mare. Proporţia de nisip faţă de ciment + agenţi auxiliari nu va depăşi 2 : 1. Raportul apă/ciment + agenţi auxiliari se ia de regulă 0,50.

Ca agenţi auxiliari se utilizează :

— substanţe silicioase cu suprafaţa specifică simţitor mai mare decît a cimentului portland ca : alfesil, tras, puţolană ; sub acţiunea lor se diminuează tendinţa de segregare a mortarului proaspăt ;

— substanţe ce ameliorează fluiditatea pastei şi întîrzie întărirea acesteia ca : Intrusion aid, bentonită.

2.8.3. **Betonul torcretat** (Şpriţ—beton, Gunit, Shotcrete). Torcret este denumirea dată mortarului sau betonului dirijat printr-un furtun şi proiectat pneumatic, cu viteză mare, pe o suprafaţă ; prin forţa jetului materialul se compactează şi se menţine chiar în aplicaţii verticale. El se utilizează în cazul construcţiilor hidrotehnice, în special la lucrări de căptuşire (în galerii etc.) şi de reparaţii.

Se folosesc în general două procedee de bază [6] pentru torcretare : procedeul uscat şi cel umed. În cazul procedeului uscat se amestecă întîi cimentul cu nisip, amestecul fiind apoi introdus în recipientul maşinii de torcretat ; amestecul este dozat în furtunul de evacuare de un distribuitor, apoi împins prin furtun cu ajutorul aerului comprimat pînă la un ajutaj special în care este introdusă şi apa sub presiune ; din ajutaj mortarul este zvîrlit cu viteză mare pe suprafaţa de torcretat. În cazul procedeului umed, ingredientele inclusiv apa sînt amestecate împreună de la început. Procedeul umed, mai recent, prezintă avantajul unei dozări mai exacte a apei şi mai puţin praf în timpul torcretării.

Raportul a/c variază în limitele 0,35—0,50 ; rezistenţele atinse după 28 zile sînt în limitele 200—500 kgf/cm^2, valori peste 300 kgf/cm^2 obţinîndu-se însă numai la lucrările executate cu multă grijă. Contracţia betonului torcretat este mai mare decît a betonului obişnuit. Durabilitatea lui este în general bună, bineînţeles dacă suprafaţa pe care este aplicat este durabilă şi bine curăţită.

3. UNELE PARTICULARITĂȚI ALE CALCULULUI SECȚIUNILOR DE BETON ȘI BETON ARMAT ALE CONSTRUCȚIILOR HIDROTEHNICE

3.1. GENERALITĂȚI

Particularitățile calculului secțiunilor de beton și beton armat ale construcțiilor hidrotehnice rezultă pe de o parte datorită caracterului masiv al unor construcții hidrotehnice, pe de altă parte din diferitele influențe care apar de pe urma contactului lor cu apa.

Caracterul masiv al unor construcții hidrotehnice împiedică disiparea căldurii degajate în procesul de hidratare al cimentului ceea ce duce la creșterea temperaturii betonului și în continuare, pe măsura răcirii în timp a acestuia, la apariția și dezvoltarea unui cîmp de eforturi termice, amplificat de variația periodică a temperaturii aerului (și apei). Tot datorită dimensiunilor relativ mari ale unora dintre construcțiile hidrotehnice, secțiunile care necesită armare pot ajunge la procente de armare sub cele prevăzute de normele pentru calculul elementelor de beton armat; astfel de secțiuni se încadrează în domeniul betonului slab armat, situat între domeniul betonului armat și cel al betonului simplu.

Infiltrația apei sub presiune în rosturile de lucru, în fisuri, sau în porii betonului provoacă apariția unor forțe de contrapresiune care reduc eforturile de compresiune sau duc la dezvoltarea unor eforturi de întindere; ele pot micșora stabilitatea elementului de construcție în general, respectiv rezistența unor secțiuni în particular.

În zonele în care construcția vine în contact cu apa cu caracter agresiv față de beton sau armătură sau care sînt supuse unor acțiuni intense ale îngheț-dezghețului, eforturile în beton și deschiderea fisurilor, în cazul construcțiilor de beton armat calculate la deschiderea fisurilor, trebuie limitate în mod corespunzător [22].

3.2. EFORTURI DE TEMPERATURĂ

Eforturile de temperatură sînt produse în beton datorită variației de temperatură provocate fie de căldura de hidratare a cimentului fie de oscilațiile de temperatură ale mediului exterior.

Starea termică a construcției și evoluția ei depind în principal de următorii factori: caracteristicile termice ale betonului, tipul și dozajul de ciment, condițiile climatice (în special termice) ale microregiunii în care se execută construcția, schema de betonare — respectiv înălțimea lamelelor și ciclul tehnologic de betonare, dimensiunile construcției și sistemul de împărțire în ploturi prin rosturi definitive și temporare, măsurile privind reducerea temperaturii inițiale (de punere în operă a betonului) prin răcirea materialelor componente ale acestuia.

Tipurile de ciment cu căldura de hidratare controlată, curent utilizate în Republica Socialistă România, sînt: cimentul special de baraje tip *H*, cimentul hidrotehnic cu zgură HZ și cimentul hidrotehnic rezistent la sulfați HRS. Ele au căldura de hidratare (determinată prin metoda termos) limitată la 7 zile la 65 cal/g; la 28 zile corespunde (prin calcul) o căldură de hidratare de 75 cal/g.

Condițiile climatice ale microregiunii, în care se execută construcția, se reflectă în calculul termic prin următoarele date caracteristice:

— temperatura medie multianuală spre care tinde în final temperatura construcției θ_f;

— temperatura medie chenzinală maximă de vară a aerului θ_a (dacă betonarea nu se face în timpul verii se ia media chenzinală cea mai ridicată din perioada în care se face betonarea).

Ambele valori se iau din datele statistice meteorologice; se constată că diferența $\theta_a - \theta_f$ prezintă o relativă constanță pe teritoriul țării în funcție de altitudinea amplasamentului construcției H, putîndu-se lua pentru calcule preliminare:

$\theta_a - \theta_f = 15°C$, pentru $H = 100$ m;
$\theta_a - \theta_f = 13°C$, pentru $H = 600$ m.

Pentru altitudini între 100 și 600 m se interpolează liniar.

Pentru a evita o creștere exagerată a temperaturii betonului acesta se pune în operă în lamele a căror înălțime variază de regulă între 0,75 și 3—4 m, înălțimea cea mai frecventă fiind în țara noastră de 2 m, cu excepția zonei adiacentă fundației unde se folosesc înălțimi mai mici. Suprapunerea a două lamele se face respectînd un ciclu tehnologic care variază în general între 2—3 și 7 zile. Alegerea înălțimii lamelei și a ciclului tehnologic se face astfel încît:

— să se limiteze temperatura maximă (respectiv diferența între aceasta și temperatura finală) în conformitate cu calculul termic;

— să se realizeze ritmul de betonare necesar pentru asigurarea respectării programului de execuție.

Temperatura inițială a betonului θ_i este practic egală cu cea a componentelor sale și se poate determina cu ajutorul relației (XIII.3). Trebuie avut în vedere faptul că agregatele păstrate în halde iau în general temperatura medie a aerului; apa poate fi mai rece dacă provine din surse subterane iar cimentul poate fi livrat la temperaturi simțitor mai ridicate; în medie temperatura betonului nerăcit la punerea în operă este egală cu cea a aerului θ_a. O metodă eficace pentru reducerea temperaturii maxime a betonului constă din răcirea inițială (la preparare) a acestuia, respectiv din răcirea componentelor lui, în primul rînd a apei care permite răcirea cea mai simplă și mai comodă; totuși, datorită faptului că o parte din apă rămîne conținută în agregate (10—30 %, dacă nu se iau măsuri de deshidratare a acestora) eficacitatea răcirii apei în exclusivitate rămîne redusă, putînd fi însă simțitor ameliorată prin trecerea parțială a apei în ghiață.

Mărimea efortului de întindere din beton depinde de diferența $\Delta\theta$ între temperatura maximă și temperatura finală a betonului; aceasta trebuie să respecte relația:

$$\Delta\theta \leqslant 16-20°C, \qquad \text{(XIII.21)}$$

valoarea inferioară luîndu-se pentru terenuri de fundație rigide iar cea superioară pentru terenuri mai puțin rigide.

Calculele se fac pentru diferite valori ale înălțimii lamelei și ciclului tehnologic, pentru diferite temperaturi ale aerului și ale betonului proaspăt [40, 41 și 42]. Pe baza calculului termic se stabilesc pentru diferite perioade de betonare (respectiv diferite temperaturi ale aerului) și diferite temperaturi ale betonului proaspăt (respectiv diferite grade de răcire a betonului) înălțimea lamelei și ciclul tehnologic. Aceste prevederi trebuie respectate pînă la o distanță de fundație (pe verticală) de 0,2 B (B fiind cea mai mare dimensiune în plan a fundației) la cote mai ridicate putîndu-se pune condiții mai puțin severe.

3.2.2. **Eforturile în beton provocate de variația temperaturii.** Sub efectul oscilației periodice a temperaturii mediului exterior (aer sau apă) se dezvoltă în beton un cîmp de eforturi a cărui intensitate depinde de mărimea amplitudinii θ_p a oscilației temperaturii (de la valoarea maximă la cea minimă) și de lungimea elementului de beton, respectiv de distanța d între rosturile acestuia.

Mărimea efortului provocat de variația periodică a temperaturii poate fi pusă sub forma [31]:

$$\sigma_{\theta p} = \frac{(\varepsilon_p d)^2 \sqrt{(\varepsilon_p d)^2 + 11{,}29}}{(\varepsilon_p d)^3 + 3{,}36\,(\varepsilon_p d)^2 + 11{,}29\,\varepsilon_p d + 37{,}90} \cdot \frac{\theta_p \alpha E}{1-\mu} H^*, \quad \text{(XIII.22)}$$

în care:

$$\varepsilon_p = \sqrt{\frac{\pi}{a \cdot \theta_p}}, \quad \text{(XIII.23)}$$

a fiind coeficientul de difuziune a temperaturii.

Punînd:

$$\delta = \frac{(\varepsilon_p d)^2 \sqrt{(\varepsilon_p d)^2 + 11{,}29}}{(\varepsilon_p d)^3 + 3{,}36\,(\varepsilon_p d)^2 + 11{,}29\,\varepsilon_p d + 37{,}90},$$

variația lui δ în funcție de $\varepsilon_p d$ se poate lua din tabelul XIII.15.

Tabelul XIII.15

Valorile coeficientului δ în funcție de $\varepsilon_p d$

$\varepsilon_p d$	2,5	5,0	10,0	15,0	20,0	25,0
δ	0,22	0,50	0,70	0,80	0,84	0,86

H^* din (XIII.22), coeficientul de relaxare a eforturilor produse de variația periodică a temperaturii, se determină pe baza detelor experimentale. În lipsa lor se poate lua $H^* = 0{,}65$ pentru variații anuale de temperatură; pentru perioade mai scurte valorile lui H^* cresc.

3.3. CONTRAPRESIUNEA APEI ÎN BETON

Infiltrația apei prin beton — respectiv prin porii, rosturile, fisurile și defectele acestuia produce în beton o presiune (denumită în general contrapresiune).

Mărimea contrapresiunii într-un punct al unei secțiuni printr-un element de beton depinde de presiunea apei pe fețele exterioare ale elementului, de starea de eforturi și de gradul de fisurare a betonului; variația contrapresiunii în secțiune este liniară.

Starea de eforturi efective în beton σ_b se obține prin suprapunerea cîmpului de eforturi σ calculate fără a se ține seama de contrapresiunea cu cîmpul de cotrapresiuni p. Trebuie menționat că îngeneral contrapresiunea provoacă apariția sau creșterea leforturilor de întindere din beton, ceea ce trebuie avut în vedere atît la verificarea stării imită de rezistență cît și a stării limită de fisurare.

În cazul unui element de beton lucrînd fără fisuri (respectiv fără eforturi de întindere sau la care efortul de întindere în beton este verificat) distribuția contrapresiunii și a eforturilor efective este prezentată în fig. XIII.11, *a*, [30].

Mărimea contrapresiunii se determină cu relația $p = \alpha \gamma_a h_a$, în care α este un coeficient a cărui valoare este în general 1, putînd scade pînă la 0,50 pentru elemente nefisurate la care fața supusă presiunii apei este comprimată; γ_a este greutatea specifică a

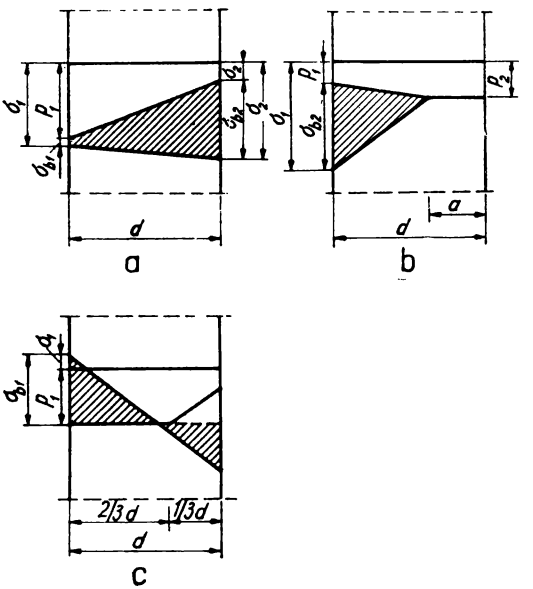


Fig. XIII.11. Contrapresiunea apei.

apei; h_a — înălțimea oglinzii apei deasupra secțiunii de calcul. Trebuie subliniat că, dacă nivelul apei variază, trebuie ținut seama de faptul că variația intensității contrapresiunii, în special a dimensiunii relativ mari a elementului de beton, poate fi simțitor mai lentă.

În cazul unui element de beton lucrînd cu fisuri, respectiv la care rezistența de calcul la întindere a betonului este depășită, distribuția contrapresiunilor și a eforturilor efective este redată în fig. XIII.11, *b*. Adîncimea zonei întinse respectiv fisurate (în care contrapresiunea rămîne constantă) și efortul de contrapresiune (pe fața cea mai încărcată) se determină din relațiile [30]:

$$a = \frac{3\,Ne}{N - dp_2} - \frac{d}{2}; \qquad \text{(XIII.24)}$$

$$\sigma_1 = p_2 + \frac{4}{3} \frac{(N - dp_2)^2}{d(N - dp_2) - 2N \cdot e}; \qquad \text{(XIII.25)}$$

$$\sigma_{b1} = \sigma_1 - p_1, \qquad \text{(XIII.26)}$$

în care N și e sînt forța normală în secțiune și excentricitatea ei (fără considerarea contrapresiunii), iar d — lățimea secțiunii de calcul.

În cazul unui element de beton armat fisurat în zona întinsă (în elementele din beton armat nefisurate contrapresiunea se dezvoltă ca la cele din beton) distribuția contrapresiunii este redată, în fig. XIII.11, c (p_1 corespunzînd presiunii apei pe fața întinsă a elementului de beton). Forța rezultantă a contrapresiunii este $C = dp_1\,(0{,}83 + 0{,}17\ p_2/p_1)$ iar momentul rezultant față de fața întinsă $M_c = d^2 p_1\,(0{,}35 + 0{,}15\ p_2/p_1)$.

În cazul secțiunilor slab armate contrapresiunea poate fi constantă pe toată lățimea elementului și egală cu p_1.

4. MATERIALE LOCALE

4.1. GENERALITĂȚI

Materialele locale de construcție se referă la acele materiale care se exploatează din zone situate în apropierea amplasamentului construcției hidrotehnice (sau chiar din amplasament), se folosesc de cele mai multe ori în stare naturală sau se prelucrează într-un mod oarecare înainte de punere în operă. Ele se clasifică în felul următor :

— materiale din roci stîncoase : piatră de construcție naturală ;

— materiale din roci nestîncoase : pămînturi în toată gama de variație geotehnică și depozite aluvionare grosiere, curate sau amestecate cu fracțiuni fine argiloase ;

— alte materiale care nu se încadrează în primele două categorii : fascine, turbe etc.

4.2. PĂMÎNTURI

Materialele cuprinse în categoria *pămînturi* întîlnite la construcțiile hidrotehnice pot avea următoarele forme și utilizări :

— materiale rezultate din degradarea rocilor (eluvii, deluvii, proluvii) care se prezintă sub forma unor amestecuri de fragmente grosiere de roci cu muchii ascuțite, într-o masă de material mai fin (argile, nisipuri etc.) ;

— materiale rezultate din depuneri aluvionare grosiere sub formă de bolovănișuri sau nisipuri, curate sau amestecate cu argile ;

— materiale cu granulație fină (luturi, nisipuri argiloase, argile prăfoase sau argile) în diferite forme de prezentare.

În funcție de calitățile lor, aceste materiale se pot folosi (în special pentru construcția digurilor și barajelor din materiale locale) în diferite feluri.

4.2.1. Caracteristicile pămînturilor folosite la baraje. Experiența mondială arată că pentru partea impermeabilă a barajelor de pămînt se pot folosi toate tipurile de pă-

mînturi conținînd fracțiuni argiloase ce se găsesc în amplasamentul construcției sau în apropiere [32] (distanța fiind stabilită pe criterii tehnico-economice) în limitele îndeplinirii unor condiții minime obligatorii de calitate :

— conținutul de fracțiuni argiloase să nu depășească 40—50 %;

— conținutul în săruri solubile să nu depășească 1 %;

— conținutul de substanțe organice să nu depășească 3—6 % și să nu existe materii organice în descompunere activă;

— să nu conțină rădăcini cu diametru peste 5 mm, iar cele avînd sub această grosime să fie în cantitate redusă.

În ceea ce privește conținutul de fracțiuni argiloase, el a fost depășit uneori, astfel că din acest punct de vedere practica mondială nu mai impune limite.

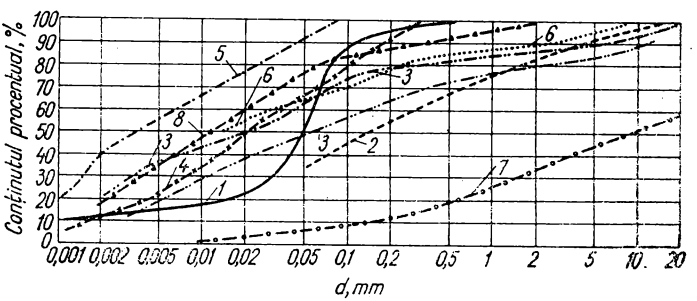


Fig. XIII.12. Compoziția granulometrică a pămînturilor folosite la alcătuirea nucleelor barajelor de pămînt :

1 — Lokvarka 48 m; *2* — Slottomberget 33 m; *3* — Selset, 39 m; *4* — Cir Iursk, 47 m; *5* — Assuan, 110 m; *6* — Trinity, 160 m; *7* — Las Pirquitas, 86 m ; *8* — San Pietro, 50,9 m.

În fig. XIII.12 sînt arătate curbele granulometrice ale pămînturilor folosite la construcția părții impermeabile a unor mari baraje de pămînt.

Aprecierea performanțelor tehnice ale pămînturilor folosite la construcția barajelor de pămînt se efectuează pe baza parametrilor tehnologici ; greutatea volumetrică uscată maximă $\gamma_{d\,max}$ și umiditatea optimă w_{opt} — care se determină după metodologia cunoscută în tehnica mondială sub numele *Metoda Proctor* (compactarea pămîntului sub un lucru mecanic specific de 60—70 kgm/dm³). Metodologia Proctor denumită „Standard" echivalează acest lucru mecanic specific de compactare cu cel produs de un cilindru compactor de 5 t care trece de 10 ori pe același strat. Întrucît la construcțiile foarte importante de pămînt (baraje, aerodromuri etc.) se folosesc în prezent utilaje de mare productivitate (cilindri compactori cu pneuri de 50—100 t, cilindrii vibratori de 8—10 t etc.), lucrul mecanic folosit în metodologia Proctor Standard este depășită în realitate. De aceea în unele cazuri se utilizează o metodologie modificată cu un lucru mecanic mult sporit (230 kgfm/dm³ de pămînt compactat). Elementele principale ale metodologiei de compactare sînt reglementate prin STAS 7594—66 sau ASTM D. 698-57 T și D. 1557-58 T [10].

Valoarea parametrilor tehnologici depinde de natura pămîntului. În fig. XIII.13 sînt date orientativ valorile parametrilor tehnologici $\gamma_{d\,max}$ și w_{opt}, determinați pentru diferite tipuri de pămînturi (lucru mecanic de compactare 72 kgfm/dm³) [73] :

	$\gamma_{d\,max}$	w_{opt}
I	1,40—1,57	28,0—23,1
II	1,58—1,70	23,0—19,1
III	1,71—1,83	19,0—15,1
IV	1,84—2,00	15,0—10,0

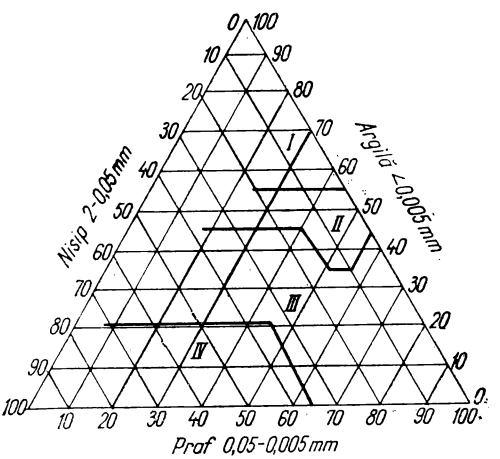


Fig. XIII.13. Valoarea parametrilor tehnologici de compactare în funcție de compoziția granulometrică.

Pentru diguri și lucrări de pămînt executate în scopuri hidroameliorative se pot folosi și pămînturi care conțin materii organice ce depășesc limitele valorilor indicate pentru baraje de pămînt [12] ajungînd la maximum 50 %, cu condiția ca procesul de descompunere să nu fie activ.

Metodele de încercare pentru determinarea calității și comportării probabile a materialului folosit pentru alcătuirea zonelor impermeabile cu granulație fină, nu se deosebesc de cele geotehnice obișnuite, dar majoritatea lor se efectuează pe materialul compactat, modelînd stadiul de execuție, stadiul de dare în exploatare (cu lacul plin și deci materialul saturat cu apă) și coborîrea bruscă a nivelului apei în lac (ținînd seama de efectul pre-

siunii apei în pori şi al acţiunii hidrodinamice). Pentru lucrări importante este necesar ca parametrii de calcul să fie stabiliţi pe un număr mare de încercări, prin prelucrarea statistică corespunzătoare a rezultatelor.

4.2.2. **Pămînturi cu elemente grosiere.** Pentru mărirea rezistenţei la forfecare şi deci a stabilităţii zonei etanşe, se utilizează în condiţii foarte bune pămînt argilos amestecat cu o cantitate mai mare de elemente grosiere (balast argilos).

În ţările muntoase şi nordice (Elveţia, Austria, Suedia, Norvegia) [58, 52] a fost pusă la punct tehnica aşezării în operă a morenelor, formaţiuni din perioadele glaciare, care sînt alcătuite din elemente grosiere de mari dimensiuni, de cele mai multe ori rulate, amestecate cu particule fine (conţinutul maxim de fracţiuni argilă nu depăşeşte 10—15 %). Greutatea volumetrică a scheletului pentru întregul amestec de pămînt cu elemente mari se poate calcula, în funcţie de elementele componente, cu formula [84]:

$$\gamma_d^* = \frac{\gamma_s \cdot \gamma_{d,m}}{\gamma_{d,m} \cdot P + \gamma_s (1 - P)};$$

în care: γ_d^* este greutatea volumetrică a scheletului întregului material, calculată teoretic;

$\gamma_{d,m}$ — greutatea volumetrică a scheletului materialului argilos (cu diametrul maxim al particulelor de 5 mm);

γ_s — greutatea specifică a materialului aluvionar grosier;

P — conţinutul procentual de elemente grosiere în întregul amestec.

Aplicarea corectă a formulei la un anumit material se face cu ajutorul unei diagrame de tipul celei din fig. XIII.14. Formula este valabilă numai cînd spaţiile dintre elementele grosiere sînt umplute cu pămînt, adică pînă la un conţinut limită de piatră de aproximativ 40—45 % şi uneori pînă la 50 %.

Umiditatea balastului argilos este dată de relaţia:

$$w = w_p (1 - P) + w_b \cdot P,$$

în care w este umiditatea întregului amestec;

w_p, w_b — umidităţile pămîntului argilos, respectiv ale balastului curat;

P — conţinutul procentual de balast în amestecul total.

4.2.3. **Depozite aluvionare.** Depozitele aluvionare alcătuite din bolovani, pietrişuri sau balast curat, fără fracţiune argiloasă, se folosesc pentru alcătuirea prizmelor laterale. Elementul cel mai important îl constituie granulozitatea materialului. În practica curentă actuală datorită utilajelor de mare randament, construite în ultimul timp (cilindrii vibratori în special), s-a putut realiza mărirea grosimii straturilor aşternute şi includerea în zona prizmelor laterale a elementelor avînd diametrul de 500 mm şi chiar mai mari [59]. În fig. XIII.15 sînt arătate compoziţiile granulometrice ale unor depozite aluvionare folosite pentru construcţia prizmelor laterale la o serie de mari baraje.

Pentru zonele etanşe se pot folosi şi materiale aluvionare grosiere îmbunătăţite cu adaosuri de argilă sau de betonită (v. Subcap. 4.4).

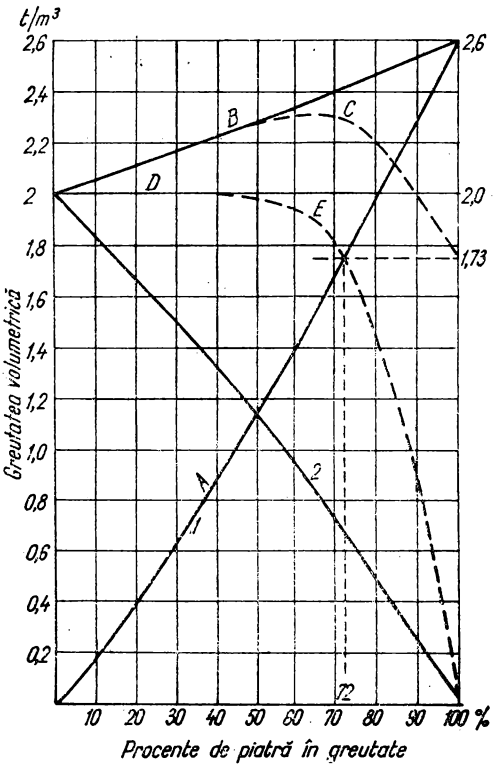


Fig. XIII.14. Caracteristicile balastului argilos:
A — curba teoretică γ_{ap} ; *B* — curba teoretică γ_d^*;
C — curbă reală γ_d^* determinată pe probe mari;
D — variația teoretică γ_{dm} ; *E* — variația reală γ_{dm} ;
1 — greutatea pietrelor într-un litru de amestec;
2 — greutatea pămîntului într-un litru de amestec.

4.2.4. **Controlul punerii în operă a pămînturilor din corpul barajelor de pămînt.** Această operație se efectuează de laboratoare de șantier, dispunînd de aparatură și metode specifice grupurilor operative mobile.

În ultimii ani au fost introduse cu bune rezultate și metode de control a greutății volumetrice cu ajutorul izotopilor radioactivi [72].

În tabelul XIII.16 sînt date condițiile prevăzute în normele americane pentru controlul calității minimale a punerii în operă [84].

Pentru digurile cu înălțimi mici, se recomandă următoarele prevederi [79] (tabelul XIII.17).

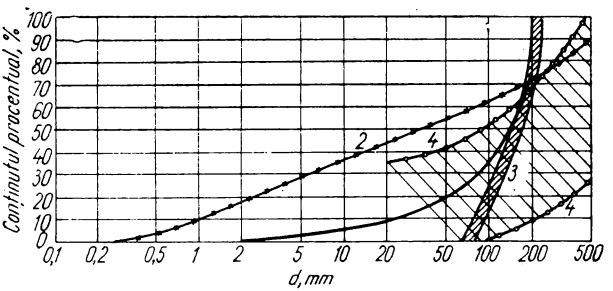


Fig. XIII.15. Compoziția granulometrică a materialelor ce alcătuiesc prizmele de rezistență a barajelor :
1 — Trangslet; *2* — Mattmark; *3* — Ambuklao; *4* — Goscheneralp.

4.3. PĂMÎNTURI ÎMBUNĂTĂȚITE ȘI STABILIZATE

Îmbunătățirea sau stabilizarea pămînturilor se efectuează în scopul modificării calităților inițiale pentru a face materialele respective apte a fi folosite în diferite scopuri la construcțiile hidrotehnice. Necesitatea de a folosi materiale locale foarte diferite a făcut ca numărul acestor metode să fie foarte mare. Ele constau în general fie din îmbunătățirea componenței pe faze a materialului inițial, fie prin tratarea pămînturilor naturale cu unul sau mai multe elemente stabilizatoare, de altă natură (ciment, bitum, silicat de sodiu, clorură de calciu etc.).

Stabilizarea poate fi făcută în următoarele două moduri :

— materialul de bază se amestecă în exterior cu elementele stabilizante, iar amestecul rezultat este folosit ca un material de construcție oarecare, cu proprietăți evident mai bune ;

— substanțele stabilizante se introduc în teren (de obicei prin injectare), iar stabilizarea se produce *in situ* (în locul respectiv).

4.3.1. **Realizarea pămînturilor îmbunătățite.** Pămînturile îmbunătățite se folosesc pentru realizarea unor umpluturi cu o îndesare mare și permeabilitate scăzută. Îmbunătățirea se efectuează prin amestecarea unor tipuri diferite de pămînt, sau prin adăugarea numai acelor fracțiuni care permit realizarea acestui scop.

La construcția barajelor de pămînt, amestecarea fracțiunilor se poate face :

— în carieră, prin excavarea simultană a două straturi avînd proprietăți diferite situate în același profil (de exemplu argila din stratul superior împreună cu balastul situat în mod natural dedesubt). În acest caz, grosimea stratului inferior excavat se delimitează astfel încît să se obțină dozajul dorit în amestec [64] ;

— în poligoane speciale, așezînd straturile de pămînturi cu granulație fină alternativ cu cele constituite din elemente grosiere, în grosimile impuse de proporțiile dorite în amestec [44]. Prin reexcavarea întregului pachet, transport și așternere în corpul barajului se obține omogenizarea necesară ;

— în stații sau fabrici speciale de sortare și amestecare (la barajele Round Butte — S.U.A., Gepatsch — Austria, Trangslet — Suedia). Se utilizează de obicei pentru a eli-

Tabelul XIII. 16

Prescripții privind calitatea materialelor compactate la baraje (după U.S.B.R.)

Tip de material	Conținutul procentual de fracțiuni cu $d > 4{,}74$ mm din întregul material	Pe baza conținutului procentual de fracțiuni cu $d < 4{,}74$ mm					
		Înălțimea $h \leqslant 15$ m			Înălțimea $h > 15$ m		
		Minimum acceptabil al densității relative [1] D, și al gradului de îndesare I_D	Media necesară D, I_D	Limitele de umiditate $w_{opt} - w$	Minimum acceptabil al densității relative [1] D, și al gradului de îndesare I_D	Media necesară D, I_D	Limitele de umidittae $w_{opt} - w$
Pământuri coezive controlate cu încercări Proctor	0—25	$D = 95$	$D = 98$	−2 la + 2%	$D = 98$	$D = 100$	− 2% la 0
	26—50	$D = 92{,}5$	$D = 95$		$D = 95$	$D = 98$	
	Peste 50 [2]	$D = 90$	$D = 93$		$D = 93$	$D = 95$	[3]
Pământuri necoezive, controlate prin gradul de îndesare	Nisipuri fine 0—25	I_D [1] $= 75$	$I_D = 90$	Pământurile trebuie să fie foarte umede	$I_D = 75$	$I_D = 90$	Pământurile trebuie să fie foarte umede
	Nisipuri medii 0—25	$I_D = 70$	$I_D = 85$		$I_D = 70$	$I_D = 85$	
	Nisipuri grosiere și pietrișuri cu 0—100	$I_D = 65$	$I_D = 80$		$I_D = 65$	$I_D = 80$	

[1]) Densitatea relativă D este raportul între greutatea volumetrică uscată realizată pe șantier și greutatea volumetrică uscată maximă determinată prin metoda Proctor. I_D este gradul de îndesare.

[2]) Pământurile coezive care conțin peste 50% pietriș trebuie să fie încercate în întregime la permeabilitate în cazul în care se intenționează a fi folosite în zonele impermeabile ale barajelor.

[3]) Pentru barajele de pământ înalte trebuie elaborate instrucțiuni speciale privind umiditatea la punerea în operă.

Tabelul XIII.17

Prescripții pentru compactarea digurilor [79]

Umpluturi	γ_d, t/m³	D, %
Umpluturi de maximum 3 m, care nu sînt supuse inundării îndelungate în timpul exploatării	⩽1,44	Nu se acceptă
	1,45—1,64	100
	1,65—1,75	98
	1,76—1,91	95
	Peste 1,92	90
Umpluturi de peste de 3 m sau care sînt supuse unei inundări îndelungate	⩽1,52	Nu se acceptă
	1,53—1,64	102
	1,65—1,75	100
	1,76—1,91	98
	Peste 1,92	95

mina unele fracțiuni prea mari (în special în cazul măștilor etanșe sau al nucleelor foarte subțiri) sau pentru amestecarea unor materiale prea permeabile cu bentonită (1—2%) care conferă amestecului realizat calități impermeabile (s-a folosit pentru impermeabilizarea depozitelor alcăuite din morene).

4.3.2. **Pămînturi stabilizate cu ciment.** Acestea se folosesc cu rezultate foarte bune pe scară largă pentru drumuri regionale, fundații la construcții civile, pentru îmbrăcăminți de canaluri și elemente de etanșare la baraje, pereuri la baraje de pămînt [35, 67].

Pentru stabilizarea cu ciment se pot folosi adaosuri de 4-12% ciment (în raport cu greutatea materialului de bază), în funcție de scopul pentru care se efectuează stabilizarea: pentru construcții de drumuri se folosește 10%, pentru construcții hidrotehnice 6—12% în funcție de natura pămîntului folosit. Ca materiale de bază se utilzează următoarele tipuri de pămînturi: praf nisipos, lut, praf argilos, nisip argilos avînd conținutul de fracțiune argilă ($d < 0{,}005$ mm) sub 30%, $w_L < 40\%$ și care se desfac ușor în apă. Se recomandă ca umiditatea la amestecare să depășească cu 2—6% umiditatea optimă de compactare a pămîntului respectiv pentru a asigura suficientă apă la hidratarea cimentului din amestec.

Eficiența unui amestec de pămînt stabilizat cu ciment este analizată după comportarea la intemp.erii, modelată în laborator prin cicluri de uscare-umezire și îngheț-dezgheț [10, 29, și 76]

În tabelul XIII.18 se indică rezultate obținute cu pămînturi stabilizate cu ciment.

Punerea în operă a acestor amestecuri depinde de tipul construcției și de destinația pămîntului stabilizat în cadrul construcției.

O altă variantă de folosire a amestecului de agregat cu argilă și ciment pentru realizarea de pereți impermeabili în terenuri aluvionare acvifere este metoda cunoscută sub numele de *gel-beton*. Materialul aluvionar extras cu excavatorul cu cupă inversă sau cu alte utilaje dintr-o tranșee ce poate atinge 6—8 m adîncime (pereții săpăturii fiind menținuți fără sprijiniri datorită noroiului de foraj), amestecat inerent cu noroiul de bentonită, el este malaxat apoi într-o betonieră cu 100—150 kg ciment/m³ și 100—200 kg lut/m³. și apoi turnat din nou în șanțul săpat, amestecul se monolitizează și se întărește treptat fără o compactare specială, înlocuind treptat noroiul de bentonită.

Tabelul XIII.18

Rezistențe de compresiune, în kgf/cm², obținute cu amestecuri de pămînt stabilizat cu ciment

Modul de încercare	Conținutul în ciment			
	Fără	4%	6%	8%
După 28 zile păstrare în mediu umed	4,60—4,94	8,83—10,7	8,56—11,55	12,45—17,90
După 12 cicluri uscare-umezire	—	15,42—26,5	26,5 —38,85	18,2 —32,0
După 12 cicluri îngheț-dezgheț	—	14,72—20,0	23,6 —40,0	16,6 —24,9

Rezultatele bune obținute prin aplicarea pămînturilor stabilizate cu ciment, la o serie de lucrări hidrotehnice de la noi din țară și din străinătate au arătat o eficiență ridicată și simplitate în execuție.

4.4. PIATRA NATURALĂ

4.4.1. **Utilizări.** Piatra naturală se poate folosi sub următoarele forme :

— piatră spartă (sortată și ciuruită, sau în formă brută, obținută direct din exploatarea carierei) utilizată la confecționarea betoanelor, balastarea căilor ferate, în corpul barajelor de anrocamente (incluzînd și fragmente de mari dimensiuni) ;

— piatră sub formă de bolovani, balast, pietriș, exploatată din balastiere aflate în albiile rîurilor, folosită direct sau după o sortare prin ciuruire, pentru mortare, betoane sau în corpul barajelor de pămînt, la filtre inverse etc. ;

— piatră prelucrată brut, sub formă de blocuri, cu suprafețe neregulate, de dimensiuni relativ mici, utilizată la fundații, zidării, ziduri de sprijin, beton ciclopean etc. ;

— piatră cioplită, avînd dimensiuni variabile în funcție de destinația lor, obținută prin spargere și cioplire manuală sub formă de blocuri fasonate cel puțin pe o față, utilizată pentru ziduri, socluri, trepte la scări etc. ;

— piatra pentru pavele, calupuri sau borduri sub forma unor elemente paralelipipedice regulate, confecționate prin cioplire ; pentru drumuri se utilizează numai rocile rezistente ;

— piatra în plăci tăiate din blocuri cu fierăstrăul, apoi șlefuite sau lustruite ; este utilizată la placaje interioare sau exterioare, trepte de scări, pardoseli etc. ;

— piatra pentru elemente arhitecturale, obținută prin cioplire, strunjire, șlefuire și lustruire este folosită pentru lucrări artistice exterioare și interioare, la balustrade, stîlpi, ornamente, cornișe.

Criteriile generale după care se evaluează calitatea și posibilitatea de utilizare a unei roci pentru o anumită lucrare sînt :

— duritatea aparentă a rocii în stare naturală sau saturată (STAS 6201-60) ;

— rezistența la compresiune în stare saturată sau uscată (STAS 6202-60) ;

— rezistența la intemperii, evaluată conform STAS E 6197-60 prin: absorbția de apă la temperatură și presiune normală a_1 (STAS 6201-60). coeficientul de saturație s (STAS 6201-60), comportarea la îngheț-dezgheț, conform STAS 6200-60 (prin coeficientul de gelivitate și coeficientul de înmuiere după îngheț-dezgheț).

— modulul de elasticitate și coeficientul lui Poisson.

În tabelul XIII.19 este arătat numărul de cicluri la care trebuie încercate la îngheț-dezgheț și coeficientul de înmuiere minim al rocilor folosite pentru diferite elemente ale unei construcții [71].

Tabelul XIII.19

Metodologia încercării rocilor la îngheț-dezgheț în funcție de domeniul de utilizare

Elemente de construcție	Numărul de cicluri la îngheț-dezgheț			Rezistența la apă (coeficientul de înmuiere[1])		
	I	*II*	*III*	*I*	*II*	*III*
Partea interioară a soclurilor și zidăria în elevație a fundațiilor în terenuri uscate	25	25	15	0,9	0,75	0,65
Zidăria subterană a fundațiilor, în terenuri umede	35	25	25	0,9	0,75	0,75
Idem, în terenuri saturate cu apă	35	25	15	0,9	0,9	0,9
Placaje exterioare la pile, construcții hidrotehnice pe rîuri, cheiuri în zona nivelului variabil și lucrări maritime deasupra nivelului mării	50	35	25	0,9	0,9	0,9
Placaje pentru acoperirea zidăriei din piatră brută sau beton la construcții maritime din zona nivelului variabil	100	50	—	0,9	0,9	0,9
Zidărie în elevație supusă acțiunii directe a precipitațiilor atmosferice și înghețului	35	25	25	—	—	—

[1]) Coeficientul de înmuiere este egal cu raportul între rezistența de compresiune în stare saturată și cea în stare uscată.

În tabelul XIII.20 sînt date cîteva valori orientative pentru unele roci des întîlnite în construcții [49, 71].

Tabelul XIII.20

Rezistențele unor tipuri de roci, frecvent folosite la construcții

Denumirea rocii	Modul de elasticitate	Rezistența la compresiune	Rezistența la întindere	Rezistența la forfecare	Rezistența la șoc
	$E \times 10^5$ kgf/cm²	R_c kgf/cm²	R_t kgf/cm²	R_f kgf/cm²	R_s kgf/cm²
Bazalt	7,2	2 500—3 500	80	200	27,0
Granit (bob mărunt)	5,7	2 000—3 000	80	100	2,8
Granit (normal)	4,8	1 000—2 000	80	100	2,5
Porfir	6,2	1 350	80	200	3,0
Diabaz	9,0	2 000—2 850	50	300	8,0
Gresie tare	3,0	1 700	60	150	3,0
Calcar (normal)	3,0	50—1 500	30	30	0,4
Calcar (bob mărunt)	6,3	1 500—2 000	50	110	1,1
Marmoră (albă)	6,0—7,88	1 100	45	70	0,7
Marmoră	8,65	1 010	—	—	—
Gips	4,0	250	40	10	0,25
Cretă	0,6	60	10	10	0,1
Ardezie	9,2	750— 800	150—180	350	1,3
Serpentin	2,0	650—1 500	55	20	1,7

Practica a arătat că epruvetele de rocă fasonate la mașinile de tăiat piatră și încercate în laborator sînt mult mai rezistente decît roca naturală și de aceea modulul de elasticitate determinat în laborator este de 8—10 ori mai mare decît cel determinat pe teren. De aceea la construcțiile mari și importante ca dimensiuni și solicitări se recurge întotdeauna la efectuarea încercărilor pe teren la scară cît mai mare.

4.4.2. **Caracteristici mecanice.** Pentru anrocamentele folosite la alcătuirea prizmelor laterale a barajelor din materiale locale, rocile trebuie să aibă calități mai deosebite. Normele sovietice [66] dau următoarele rezistențe minime necesare pentru ca rocile să poată fi folosite în corpul barajelor de anrocamente (tabelul XIII.21).

Pentru evaluarea în mod special a comportării anrocamentelor se recurge și la alte caracteristici de rezistență ca de exemplu:

— rezistența la forfecare [74], încovoiere, întindere (STAS 6202-60);
— rezistența la compresiune pe fragmente (STAS 4606-62), [39];
— rezistența la uzură (STAS 6202-60);
— rezistența la șoc [48] (STAS 6202-60).

Pentru barajele mari, parametrii de rezistență la forfecare a anrocamentelor sînt cercetați în aparate triaxiale similare celor pentru balast, dar de dimensiuni mai mari [33] sau prin încărcări pe teren direct [68] (fig. XIII.16).

Valorile unghiurilor de frecare internă obținute prin aceste încercări variază între 35° și 45°, uneori depășind aceste valori, în funcție de un complex de factori care nu poate

Tabelul XIII.21

Prescripţiile privind calitatea rocii folosite la construcţii hidrotehnice

Domeniul de folosire	Marca minimă a pietrei (rezistenţa la compresiune în stare saturată, kgf/cm²)	
	Fără acţiunea valurilor	Sub acţiunea valurilor
Baraje de anrocamentei :		
pînă la 20 m	400	500
20—60 m	500	600
peste 60 m	600	800
	Număr de cicluri de îngheţ-dezgheţ	
Pentru construcţiile hidrotehnice pe rîuri	În raioane cu condiţii foarte aspre climaterice	În raioane cu condiţii climaterice moderate (temperate) şi aspre
Părţile construcţiei în zona nivelului variabil	150	50—100
Părţile deasupra apei	50—100	25— 50
Părţile sub apă	Nu se normează	Nu se normează

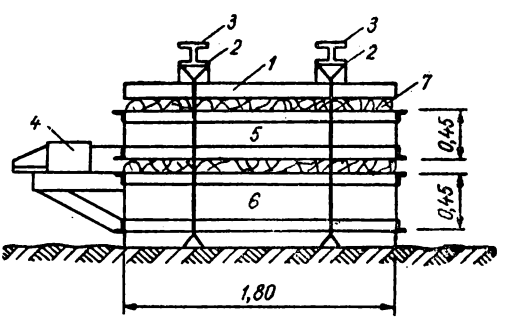


Fig. XIII.16. Aparat de forfecare a anrocamentelor pe şantier :

1 — placa rigidă pentru transmiterea eforturilor; *2* — prese hidraulice (4 buc.); *3* — grinzi de rigidizare şi rezemare a preselor; *4* — prese pentru încărcări orizontale (2 buc.); *5* — caseta superioară; *6* — caseta inferioară; *7* — anrocamente încercate.

fi întotdeauna luat în considerare cu suficientă acurateță (forma și rezistența fragmentelor, compoziția petrografico-mineralogică, îndesarea, starea de umezire a suprafețelor de contact, etc.).

Pentru evaluarea tasării și a comportării anrocamentelor în timpul exploatării barajului, se determină rezistența la compresiune pe fragmente [39]; în tabelul XIII.22 sînt date o serie de valori.

Tabelul XIII. 22

Rezistența la compresiune [1]) pe fragmente a rocilor stîncoase
(metoda STAS 4606-62)

Denumirea rocii	Sub compresiunea statica %	Sub șoc dinamic
Gneis ocular	59,70	93,00
Gneis biotitic	61,00	—
Gabrou		
în stare uscată	72,10	97,00
în stare saturată	50,50	73,50
Alabastru	46,70	—
Granit în stare uscată	62,50	—
Paragneis amfibolic	74,00	—
Gresie — Gura Văii	72,50	—

[1]) Rezistența la compresiune pe fragmente se măsoară prin raportul între cantitatea de fragmente de rocă cu diametrul mai mare de 10 mm care există după încercare și înainte.

4.4.3. **Influența neomogenității rocilor.** Dat fiindcă rocile prezintă o neomogenitate inerentă modului lor de formare determinarea rezistențelor trebuie să se efectueze pe un număr cît mai mare de epruvete confecționate din același bloc. În media calculată, accidentele geologice existente în constituția rocii se reflectă prin dispersarea rezultatelor individuale. Cu toate acestea, pentru a evita ca media să nu fie reprezentativă pentru roca respectivă, se cere ca valoarea coeficientului de variație să nu depășească 20—32% [71].

5. ALTE MATERIALE

5.1. METALELE

5.1.1. **Generalități.** Metalele se împart în două grupe principale:

— metalele feroase, care au o importanță mare în construcții în special oțelurile (<1,7% carbon) și fontele (>1,7% carbon);

— metalele neferoase, care se folosesc în măsură mult mai mică în construcții în special aluminiul, magneziul, cuprul și aliajele lui — alama (aliaj cu zinc), bronzul (aliaj cu staniu) etc.

Importanța utilizării metalelor în diferite domenii, se explică prin proprietățile care le deosebesc în mod favorabil de celelalte materiale : rezistență mare, elasticitate și plasticitate (respectiv deformații mari înainte de rupere) posibilitatea prelucrării prin presiune (laminare, forjare, matrițare), conductibilitate electrică și termică mare etc. Unul din dezavantajele utilizării metalelor este rezistența relativ slabă la coroziune a metalelor feroase.

5.1.2. **Coroziunea metalelor.** Coroziunea metalelor este distrugerea care se răspîndește de la suprafață în interior și care este provocată de procese chimice și electrochimice (susceptibile de a fi catalizate sau accelerate de coroziunea bacteriană și coroziunea sub tensiune), ce apar în urma reacțiilor dintre metal și mediul înconjurător.

În funcție de mediul înconjurător, de cele mai multe ori se pot produce următoarele coroziuni [65] : coroziunea atmosferică (electrochimică), coroziunea în apă (electrochimică) în special în ape corozive, coroziunea în pămînt (electrochimică), coroziunea provocată de acțiunea curenților vagabonzi, coroziunea gazoasă.

5.1.3. **Protecția contra coroziunii.** În construcțiile metalice nu se pot folosi frecvent oțeluri inoxidabile din cauza prețului ridicat.

Pentru protecția contra coroziunii se folosesc în special următoarele metode [46 și 87] :

a) Apărarea prin straturi metalice de protecție : scufundarea piesei de metal în topitura metalului de acoperire, galvanizarea (electroliză cu ajutorul unui curent electric continuu), vălțuirea la cald (se aplică la metale sub formă de table, așa cum este cazul tablelor de oțel ce urmează să fie acoperite cu table de aluminiu), metalizarea cu pistolul (se aplică la piese mari).

b) Apărarea prin straturi de compuși chimici cu participarea metalului de protejat (exemplu : oxidarea, fosfatarea, cromarea).

c) Protecție de natură organică formată din lacuri, emailuri sau vopsele. Acest fel de acoperire constituie peste 60 % din toate acoperirile anticorozive ale metalelor. Sortimentul bogat de vopsele de protecție care ne stă astăzi la dispoziție (în afara soluțiilor clasice cum este de exemplu vopsirea cu lac de bitum), permite găsirea de măsuri corespunzătoare chiar și împotriva unor solicitări deosebit de agresive. Dintre acestea trebuie menționate vopselele și lacurile pe bază de : rășini vinilice, epoxidice, furanice, latexuri stiren-butadienă, lacuri fenolformaldehidice (bachelite), emailuri epoxidice catalizate la rece cu poliamide, lacuri gudron epoxi, emailuri acrilice, alchido-stirenice, rășini cu adaos de pulbere metalică de aluminiu, zinc etc.

5.2. LEMNUL

5.2.1. **Caracteristici generale.** Spre deosebire de celelalte materiale de construcție, materialele lemnoase se caracterizează prin următoarele proprietăți :

— 99 % din substanțele ce formează materialul lemnos sînt de natură organică, nu sînt stabile la temperaturi mai mari decît 110°C, la 200°C devin combustibile, iar la 300°C devin inflamabile ;

— materialul lemnos are o structură fibroasă, ceea ce face ca proprietățile mecanic să varieze în funcție de unghiul format de direcția forței cu direcția fibrelor.

5.2.2. **Defectele lemnului.** Materialul lemnos prezintă o serie de defecte, unele fiind defecte normale de creștere, altele provocate de diverși agenți fizici din mediul înconjurător, boli provocate de microorganisme etc. Cele mai importante defecte sînt următoarele: defecte în forma cilindrului, defecte de structură, noduri, defecte datorită crăpăturilor, defecte de culoare și defecte provocate de microorganisme, insecte și păsări (putregaiuri și mucegaiuri).

5.2.3. **Materiale de construcție din lemn.** În construcțiile de tot felul, materialul lemnos se folosește în două feluri și anume:

a) Se păstrează structura inițială a materialului și i se schimbă numai forma exterioară: produse brute (buștenii pentru piloți, bile, stîlpi etc.), produse semifabricate din bușteni (traverse, cherestea, placaje etc.), produse finite care se pun direct în construcție (plăcile celulare, scîndurile fălțuite, parchetele etc.).

b) Se modifică chiar structura materialului prin diverse operații de impregnare și presare: lemnul stratificat densificat LSP, lemnul impregnat și presat (lignoston), plăci aglomerate din așchii lemnoase PAL și plăci fibro-lemnoase PFL.

5.2.4. **Durabilitatea lemnului.** În urma unor încercări de laborator de lungă durată privind rezistența la acțiunea bacteriilor și ciupercilor de diferite feluri, s-a ajuns la următoarea clasificare a lemnelor în funcție de durabilitate [69]:

— lemn foarte puțin durabil: fag, plop, mesteacăn, care putrezesc în mai puțin de trei ani;

— lemne puțin durabile: brad și molid, care putrezesc între 3—7 ani;

— lemne durabile: stejar și nuc, care încep să putrezească după 10 ani. Duratele de putrezire arătate sînt valabile pentru lemnul așezat pe pămînt umed.

5.3. BITUMURILE

5.3.1. **Caracteristici generale.** Bitumurile, un sistem de substanțe coloidale, al cărui mediu de dispersiune este alcătuit din ulei mineral, iar faza dispersă din rășini petrolifere, sînt un amestec de hidrocarburi diferite, parte din ele cu structuri macromoleculare.

Sînt compuse din: uleiuri (constituite din hidrocarburi saturate și nesaturate, naftene policiclice), rășini cu caracter acid (acizi policiclici), acizi asfaltici (solubili în alcool, insolubili în eter), asfaltene (de culoare neagră, semisolide, solubile în benzen), carbene (negre, casante, solubile în sulfură de carbon), carboide (insolubile în sulfură de carbon).

În funcție de modul de formare, bitumurile pot fi naturale sau artificiale, cuprinzînd următoarele produse:

— bitumuri naturale: asfaltul de lac, bitumul de rocă și bitumul din cărbuni (se formează prin oxidarea țițeiului la suprafața scoarței pămîntului), bitumul natural amestecat cu pulberi minerale (calcar, argilă, nisip) se numește asfalt; bitumul care impregnează

diverse roci formează bitumul de rocă, iar alteori îmbibă anumiți cărbuni care devin bituminoși;

— bitumuri artificiale: bitumul de petrol, gudroanele și smoalele, se formează în procesele de pirogenare la care sînt supuse diverse materiale organice, cărbunii și lemnul (rezultă gudroane care prin distilare fracționată formează uleiuri și smoala) bitumul de petrol se obține din păcură).

Bitumul se livrează în cisterne sau în butoaie ușoare din tablă sau ambalată în șipci pentru scopuri de izolare pe șantiere. În ultimul timp masele cu punct de înmuiere ridicat (bitumuri insuflate, bitum-cauciuc) se livrează chiar neambalate.

Caracteristice sînt fracționarea cochiliformă la spargerea cu toporul precum și absența totală de gust și miros în stare rece.

Bitumul este deformabil chiar la temperaturi joase, sub acțiunea unei forțe permanente; la solicitări bruște și puternice este însă casant și se fragmentează.

Unul din marile avantaje ale bitumului este deosebita lui rezistență chimică. Este practic neatacabil de acizi, cu excepția acelor acizi care au acțiune distructivă asupra materiilor organice (de exemplu acidul sulfuric și azotic concentrat, acidul fluorhidric etc.). Deasemenea este neutru la acțiunea alcaliilor diluați precum și la aceea a tuturor sărurilor. Este însă distrus de halogenii liberi.

Bitumul poate fi considerat în special ca un material de protecție împotriva substanțelor chimice întîlnite în apele agresive.

Trebuie avut în vedere că bitumul, ca de altfel toți lianții utilizați în izolații bituminoase, nu rezistă la acțiunea uleiurilor minerale; în aceste cazuri urmează a se întrebuința o izolație adecvată, de exemplu pe bază de smoală și de gudron de huilă (ce se dizolvă în benzen), vopsire cu lacuri pe bază de rășini perclorvinilice, rășini fenolice, rășini epoxidice, etc.

Un dezavantaj important al izolațiilor cu bitumuri curate sau dizolvate în diferiți solvenți (benzină, petrol, white spirit), constă în ușurința cu care pot fi deteriorate din cauze mecanice precum și faptul că bitumul după răcire (sau după evaporarea solventului) capătă proprietățile sale inițiale: rezistență termică și mecanică insuficientă, fragilitate la temperaturi scăzute, capacitate nesatisfăcătoare de deformare etc. Deaceea, în funcție de condițiile de lucru a izolației se alege soluția cea mai avantajoasă sub aspect tehnic și economic (de exemplu folosirea masticurilor bituminoase cu adaosuri de filere și fibre, armarea masticurilor cu împîslitură de sticlă sau cu diferite pînze, îmbrăcăminți din foi de carton, pînze, hidroizol sau un alt material în foi lipite între ele și apoi fixate cu ajutorul bitumului cald, mase de șpaclu bituminoase aplicate la rece pe bază de emulsii sau suspensii de bitum filerizat etc).

5.3.2. **Bitumuri fabricate în Republica Socialistă România.** În funcție de modul de formare a bitumurilor (naturale sau artificiale), de grupa țițeiurilor (bazic asfaltice, bazic parafinoase sau bazic amestecate), precum și de anumite utilizări speciale, pînă în prezent se fabrică în Republica Socialistă România următoarele tipuri de bitumuri:

a. *Bitum neparafinos pentru drumuri.* Acest bitum se fabrică numai din păcurile asfaltoase, în șase tipuri, ale căror caracteristici sînt date în tabelul XIII.23.

Se utilizează frecvent în izolații la construcții hidrotehnice, sub formă de bitum ca atare, în masticuri, emulsii, suspensii etc.

Tabelul XIII.23

Bitum neparafinos pentru drumuri

Caracteristici	Metoda de analiză STAS	Bitum pentru drumuri STAS 754-59					
		B	C	D	E	F	G
Penetrație la 25°C, în zecimi de mm, maximum	42-51	181—200	121—180	81—120	52—80	41—50	30—40
Punct de înmuiere, în °C	60-51	38— 42	39— 45	43— 49	48—55	55—60	57—67
Ductilitate la 0°C, în cm, minimum	64-49	8	5	1,5	—	—	—
Ductilitate la 25°C, în cm, minimum	64-49	100	100	100	100	70	25
Punct de rupere Frass, în °C maximum	113-49	—17	—17	—15	—12	—12	—10
Parafină cu punct de topire minimum 45°C, conținut maxim, în%	755-49	2	2	2	2	2	2

b. *Bitum industrial neparafinos.* Acest bitum se obține din păcură asfaltoasă, în patru tipuri notate cu A, B, C, și D ale căror caracteristici sînt date în tabelul XIII.24.

Se folosește la izolarea cablurilor electrice, ca liant pentru formarea materialelor de izolare termică, la brichetarea prafului de cărbune etc.

Tabelul XIII.24

Bitum industrial neparafinos

Caracteristici	Metodă de analiză STAS	Bitum industrial neparafinos STAS 755—49			
		A	B	C	D
Penetrație la 25°C, în zecimi de mm	42—51	40	15—40	5—20	—
Punct de înmuiere în °C	60—51	45—55	60—70	82—92	85—95
Ductilitate la 25°C, în cm, minimum	61—49	—	—	1	—
Parafină cu punct de topire minimum 45°C, conținut maximum, în %	—	2	2	2	2

c. *Bitum natural* (de extracție). Acest bitum se obține prin extracție din nisipurile bituminoase în 3 tipuri notate cu NA, NB și NC.

Se folosește la lucrări de drumuri și la izolații hidrofuge ; caracteristicile lor sînt date în tabelul XIII.25.

Tabelul XIII.25

Bitum natural

Caracteristici	Tipuri de bitum		
	NA	NB	NC
Punct de înmuiere, în °C	38—44	45—50	51—55
Penetrație, în zecimi de mm	200—125	120—80	75—50
Ductilitate la 25°C, în cm	6	4	2
Punct de rupere Frass, în °C maximum	—17	—16	—14

d. *Mastic de bitum cauciuc.* Acest bitum are următoarele caracteristici : penetrație 35 zecimi de mm, punctul de înmuiere 85—95°C, ductilitate la 25°C minimum 2,5 cm, punct de rupere Frass —15°C, inflamabilitate minimum 240°C.

Se întrebuințează la izolații hidrofuge, în special la lipirea pe beton a materialelor în suluri (cartoane sau pînze asfaltate).

5.4. AZBOCIMENTUL

Azbocimentul este alcătuit dintr-un amestec întărit și autoclavizat de ciment și fibre scurte de azbest, care în materialul întărit funcționează ca o microarmătură.

Dintre tipurile de azbociment trebuie remarcate: elemente de azbociment utilizate la izolări termice (azbest 50 % și ciment portland 50 %) elemente de azbociment (azbest 15 % și ciment portland 85 %) utilizate ca plăci (pentru sistemul de răcire la turnuri de răcire), tuburi pentru instalații de alimentare cu apă potabilă, plăci de acoperiș etc. [87].

Amestecul de ciment și azbest se face pastă cu apă și se trece pe o bandă de pîslă, pe care se absoarbe excesul de apă. Din pastă vîrtoasă și omogenă astfel obținută se fasonează prin presare produsele finite, care sînt supuse apoi la autoclavizare. Atît presarea cît și autoclavizarea trebuie să fie făcute cu multă îngrijire pentru ca produsele obținute să aibă volum constant și mai ales să nu se deformeze.

Piesele de azbociment obținute se pot prelucra mecanic, se pot tăia cu ferăstrăul și fasona în formele cerute de necesitățile de montaj. Materialele din azbociment sînt rezistente la foc.

5.5. MATERIALE DIN POLIMERI

În ultimii 50 de ani industria materialelor din polimeri, a luat o mare dezvoltare, datorită faptului că produsele realizate pot rivaliza și înlocui cea mai mare parte din materialele clasice folosite în toate ramurile de producție.

Materiale din polimeri sînt produse sintetice macromoleculare, organice.

Denumirea improprie de materiale plastice astăzi nu mai apare indicată, mai ales pentru acele substanțe care sînt mai rezistente chiar decît unele sortimente de oțel (de exemplu materialele stratificate din poliesteri sau din rășini epoxi — cu țesătură din fire de sticlă).

Pentru a obține unele caracteristice speciale materialele din polimeri se încorporează: plastifianți, materiale de umplutură, stabilizatori, coloranți etc. Dacă se adaugă unui material plastic în momentul polimerizării un produs care poate degaja gaz (bioxid de carbon sau azot), acesta formează pori permanenți în material, făcîndu-l astfel foarte ușor (cu densitate pînă la 100 kg/m^3).

Se deosebesc următoarele tipuri de materiale din polimeri care se pot utiliza în construcții hidrotehnice: — siliconi (rășini de siliconi, siliconi elastici etc.),; — policondensate (aminoplaste și fenoplaste); — polimerizate din monomeri (polietilena, polizobutilena), rășini vinilice (polistiren, policlorură de vinil, poliacetați de vinil etc.), rășini acrilice (plexiglas), cauciucuri sintetice; — de poliadiție (poliuretanii),

Independent de clasificarea de mai înainte trebuie deosebite:

— materiale din polimeri termoreactive (materiale ireversibile, adică nu pot trece prin încălzire din starea lor solidă în stare moale);

— materiale din polimeri, termoplaste (singurele care se folosesc în hidroizolații); sînt plastice la căldură, reversibile, adică pot trece oricînd prin încălzire din stare solidă în stare plastică asemănătoare cu cauciucul.

Domeniile în care polimerii au o mare aplicare, se bazează pe buna lor rezistență la umiditate, la acțiunea agenților chimici, pe calitățile lor de izolatori termici și fonici, pe ușurința cu care ele pot fi instalate și pe greutatea lor specifică mică (de 4—5 ori mai ușoare decît oțelul, de 20—30 ori mai ușoare decît cărămizile și materialele poroase) etc.

Principalele aplicații ale materialelor plastice în hidroizolații la construcții hidrotehnce sînt arătate în lucrările [1, 13, 45 și 46]:

a) rășini folosite pentru protecția superficială a betoanelor la vîrstă tînără și a elementelor metalice din construcțiile hidrotehnice, pentru realizarea barierelor contra umidității terenurilor la fundații, hidroizolații la canale, terase etc.: rășini vinilice din monomeri (polietilena și poliizobutilena în grosimi de 0,15 — 1,5 mm și lățimi uzuale de 1,5 — 3 m rezistînd la presiuni hidrostatice de 10 at), emulsii de polimeri sintetici (pe bază de acetat de polivinil, de alchidali, de eteri poliacrilici, de copolimeri de stiren și lacuri reticulabile pe bază de poliuretani), grunduri, lacuri și emailuri (pe bază de rășini vinilice, epoxidice, ureoformaldehidice, latexuri stiren butadienă etc.);

b) rășini ce se folosesc ca adaos la mortare și betoane de ciment (polimerbetoane): acetatul de polivinil, rășinile furanice, rășinile fenolformaldehidice, copolimeri (latexuri) stiren-butadienă;

c) rășini folosite la betoane, liantul mineral este complet înlocuit de rășină: monomerul *FA* (furfurilidenacetona și difurfurilidenacetona), rășini epoxidice, rășini poliesterice;

d) pentru realizarea hidroizolațiilor elastice, foile de polimeri sintetici prezintă o serie de avantaje: se pot suda sau lipi între ele, flexibilitate și impermeabilitate la apă, rezistențe mecanice remarcabile, stabilitate la agenți corozivi. La început s-au folosit foi de cauciuc sintetic, care în ultimul timp s-au înlocuit cu foi din policlorură de vinil, polietilenă și poliizobutilenă; se pot folosi la executarea ecranelor antifiltrante, la barajele de pămînt sau din anrocamente, la impermeabilizarea barajelor din elemente prefabricate de beton armat, la impermeabilizarea lacurilor și bazinelor de apă pe terenuri permeabile și regiuni secetoase, pentru etanșarea rosturilor etc. Pe baza experiențelor [78] s-a constatat că o peliculă de 2 mm grosime este impermeabilă pentru apă la o presiune pînă la 10 at;

e) rășini folosite la monolitizarea prefabricatelor din beton și beton armat: acetatul de polivinil, rășinile epoxidice, rășini poliesterice;

f) pentru colmatarea fisurilor, asigurarea aderenței dintre betonul vechi și cel nou, separarea suprafețelor de beton, se folosesc: cleiuri epoxidice, acetat de polivinil, cleiuri pe bază de rășini poliesterice etc.;

g) rășinile folosite la stabilizarea și consolidarea pămînturilor: rășini acrilice, rășini furfurol-anilinice; rășini ureoformaldehidice;

h) pentru etanșarea rosturilor de dilatație la baraje se folosesc: profile din cauciuc (U.R.S.S.), policlorură de vinil (Elveția, Japonia, R. S. Cehoslovacia) etc., care înlocuiesc cu succes protecția clasică formată din tolă de cupru;

i) folosirea materialelor sintetice la construcții pneumatice (de exemplu barajul din țevi de nylon acoperite cu neopren umflat cu aer realizat în Los Angeles) [50], tuburi sau conducte utilizate în irigații etc.

5.6. HIDROIZOLAȚIILE

Acțiunea apei se manifestă asupra construcțiilor hidrotehnice sub trei aspecte [69]:

— acțiunea mecanică, care se exercită sub formă de presiune hidrostatică și presiune dinamică;

— acțiunea fizico-chimică, care se exercită prin eroziunea suprafețelor de contact cu apa în mișcare, prin spălarea și degradarea betoanelor sau a terenurilor

de fundație, prin coroziunea elementelor metalice și prin degradarea materialului în contact cu ape agresive;

— acțiunea biologică, care se exercită de către organismele care trăiesc în apă asupra lemnului, pietrei și betonului, degradîndu-le în timp.

Aceste acțiuni, de durată și intensități variabile, obligă a se lua o serie de măsuri a căror apreciere greșită poate conduce la defecțiuni sau la avarierea construcțiilor în cauză.

Asigurarea durabilității construcțiilor hidrotehnice, depinde în bună măsură de soluțiile de hidroizolare adoptate în proiect, care alături de calitatea construcțiilor de beton și beton armat, trebuie să concure la obținerea unor construcții economice și sigure în exploatare.

În vederea realizării unei construcții etanșe, trebuie avute în vedere regulile fundamentale ale izolațiilor rezistente la presiunea apei aplicate la exterior, a căror respectare riguroasă în condițiile unei execuții îngrijite, conduce la mărirea durabilității construcțiilor [46]:

a) izolația trebuie să fie înconjurată din toate părțile de elemente de construcție rigide;

b) izolația poate transmite numai forțe care acționează perpendicular pe planul ei;

c) forțele care acționează asupra izolației trebuie să fie uniform repartizate sau în orice caz să prezinte o variație continuă;

d) eficacitatea unei izolații rezistente la presiune hidrostatică este asigurată numai atunci cînd este presată în permanență între două corpuri solide. Ca presiune, valoarea de 0,1 kgf/cm^2 poate fi considerată suficientă și totodată necesară;

e) temperatura pe izolația înzidită trebuie să fie cu cel puțin 30°C sub punctul de înmuiere inel și bilă al liantului și nu trebuie să depășească +40°C.

Prin contrast cu eficacitatea mare în exploatare, costul izolațiilor este relativ redus. Este o caracteristică deosebită a tehnicii izolațiilor că în acest domeniu, se pot obține rezultate apreciabile cu mijloace modeste. Acest lucru nu este însă valabil în cazurile în care se pune problema reparării sau executării ulterioare a unor izolații. Costul reparațiilor depășește adeseori cu cîteva ori costul executării unei izolații noi. De aceea este necesar ca încă de la proiectarea construcțiilor să se ia în considerare necesitatea efectuării lucrărilor de izolație hidrofugă.

Unele tipuri de izolații ce se folosesc în construcții hidrotehnice sînt prezentate în tabelul XIII.26.

Tabelul XIII.26

Materiale hidroizolante în construcții hidrotehnice

Nr. crt.	Materialul hidroizolant	Posibilități de utilizare în construcții hidrotehnice
1	2	3
1	**Emulsia de bitum-latex** Compoziția: — bitum tip B STAS 754-59 sau bitum natural tip NA 50% — naftenat de sodiu pastă 40% din acizi naftenici 1% — hidroxid de sodiu 0,3%	Tratarea superficială a betoanelor tinere Izolația turnurilor de răcire hiperbolice din beton

Tabelul XIII.26 (continuare)

Nr. crt.	Materialul hidroizolant	Posibilităţi de utilizare în construcţii hidrotehnice
1	2	3
	— acizi graşi de oase concentraţie 60%. . .0,5% — silicat de sodiu 38° Bé 0,2% — apă 48%	Izolaţii la canaluri şi galerii de aducţiune, galerii de deviere, galerii de fugă etc
	La emulsia de bitum gata preparată se adaogă 5—10% (calculat în substanţă uscată) latexuri de cauciuc anionice (de exemplu latex natural tip revertex, latex centrifugat etc.). Pentru a realiza rezistenţe mecanice sporite, emulsia de bitum-latex se poate arma cu fibre de sticlă (de 1—5 cm lungime)	Izolarea pereţilor amonte ale centralelor tip baraj, etc.
2	**Lacuri şi emailuri pe bază de răşini sintetice**	
	Emailuri epoxidice catalizate la rece cu poliamine, perclorvinilice, lacuri epoxi gudron, emailuri acrilice, alchido-stirenice etc. (din producţia fabricii Color-Bucureşti: lac incolor epoxi L 006-1 şi soluţie de întărire L 006-51—lac poliuretanic L 006-301 şi soluţie de întărire L 006-302, lac poliesteric L 006-800 şi soluţie de întărire L 006-824, lac negru epoxidic gudron epoxi L 006-50 etc.)	Protecţia hidrofugă la echipamentul metalic, rezervoare de apă, suprafeţe de beton solicitate la apă sub presiune (galerii, paramenţi de baraje) etc.
3	**Tencuieli impermeabile** din mortar de ciment cu adaosuri-hidrofobizante (săpunuri de calciu sau de aluminiu), bine dispersate în apa de amestecare	Impermeabilizarea betoanelor supuse la presiune de apă (peree, rezervoare, bazine, faţa amonte ale centralelor tip baraj) etc.
4	**Fluatizarea betoanelor** sau mortarelor de ciment prin tratarea suprafeţelor întărite cu săruri de aluminiu, zinc sau magneziu ale acidului fluorosilicic (impermeabilizează porii mortarelor sau betoanelor prin formarea în interiorul lor a unor precipitate insolubile conform reacţiei: $MgSiF_6 + Ca(OH)_2 = MgF_2 + SiO_2 + 2CaF_2 + 2H_2O$.	Impermeabilizarea betoanelor de la: galerii, canaluri, rezervoare, bazine etc.

Tabelul XIII.26 (continuare)

Nr. crr.	Materialul hidroizolant	Posibilități de utilizare în construcții hidrotehnice
1	2	3
	Acest tratament este recomandabil numai pentru betoanele sau mortarele de bună calitate	
5	**Îmbrăcăminți asfaltice** a) *mortar asfaltic*: — bitum tip G STAS 754-59 13—15% — filer de calcar 10—25% — agregat compact pînă la 12 mm 60—70% b) *beton asfaltic*: este un amestec de mortar asfaltic cu agregat pietros mare cu granula maximă 25—40 mm (maximum 70% din grosimea stratului care se toarnă); conținutul total de bitum este cuprins între 5—9% din greutatea betonului (fig. XIII.17) c) *covor asfaltic de 2—3 cm grosime*, format din bitum (40—45%) mică măcinată (10—15), filer-calcar, diatomit, dolomit (15—25%) fibră azbest, sticlă, deșeu de anvelope (5—15%) pudretă de cauciuc (5—10%). În masa bituminoasă se poate introduce 1—2 straturi de împîslitură de sticlă. (fig. XIII.18)	Impermeabilizarea betoanelor supuse la presiune de apă (peree, fața amonte ale centralelor tip baraj, rezervoare, bazine, canale etc.)
6	**Îmbrăcăminți etanșe cu folii de polietilenă** sau policlorură de vinil cu grosime de 0,5—1 mm (fig. XIII.19)	Îmbrăcăminți pentru diguri, etanșări la baraje de pămînt sau anrocamente (ecrane anafiltrante), impermeabilizarea lacurilor și bazinelor de apă etc.
7	**Masticuri bituminoase formate din:** bitum 35—50%, filer (azbest, calcar, diatomit) 40—60%, fibre (azbest, sticlă) 10—15%. Pentru condiții severe (presiune hidrostatică mare) se pot utiliza masticuri prefabricate sub formă de plăci armate cu pînză, inserție de sticlă sau sită metalică. Se utilizează și la aplicarea materialelor în suluri.	La etanșarea rosturilor de dilatație la canale, baraje, conducte, la izolații la bazine, rezervoare etc.

Tabelul XIII.26 (continuare)

Nr. crt.	Materialul hidroizolant	Posibilităţi de utilizare în construcţii hidrotehnice
1	2	3
8	**Profile din materiale plastice** (cauciuc, policlorură de vinil, poliesteri), înlocuiesc tolele de etanşare metalice şi se utilizează frecvent în Elveţia, U.R.S.S., Japonia, S.U.A. etc. Caracteristicile unui profil (de exemplu tipul SICA din policlorură de vinil) ultilizat la etanşarea rosturilor de la baraje : — rezistenţă la tracţiune 114—115 kgf/cm² — alungire la rupere 368—380 % — rezistenţă la forfecare 60 kgf/cm²	Izolarea rosturilor de dilataţie şi închiderea cîmpurilor de injectare la baraje, etanşare rosturi la canale, bazine, rezervoare, conducte etc.
9	**Mortar epoxidic** Compoziţie liant : — răşină dinox 040 (produs R.S.R.) 88 gr — dibutil ftalat (plastifiant) 12 gr — etilen diamină (întăritor) 7 cm³ Compoziţie mortar : — raport liant/nisip = 1 : 5	Protejarea betonului în zone puternic solicitate la uzură hidrodinamică
10	**Betoane cu polimeri** : — mortare şi betoane cu adaos de acetat de polivinil sau latex stabilizat	La repararea construcţiilor hidrotehnice de beton în special în zonele situate deasupra nivelului apei, zone supuse unor solicitări mecanice importante, straturi de protecţie împotriva coroziunii etc.

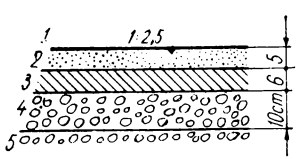


Fig. XIII.17. Structură de îmbrăcăminte cu beton asfaltic :

1 — acoperire cu soluţie de bitum 1—2 kg/m²; *2* — beton asfaltic; *3* — beton de egalizare; *4* — filtru din pietriş; *5* — corp dig.

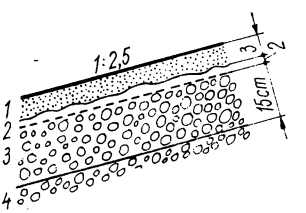


Fig. XIII.18. Structura de îmbrăcăminte cu covor asfaltic :

1 — covor asfaltic; *2* — soluţie de bitum impregnat prin stropire; *3* — filtru din pietriş; *4* — corp dig.

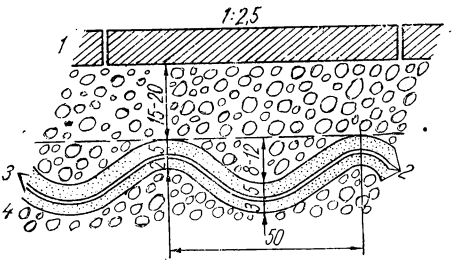


Fig. XIII.19. Structură de îmbrăcăminte cu folii :

1 — plăci de beton; *2* — **2** ... 3 folii de polietilenă sau de policlorură de vinil; *3* — nisip așezat prin lopătare pe măsura ridicării faliei de jos în sus; *4* — pietriș curat în corpul digului.

BIBLIOGRAFIE

1. Akademia Stroitelstva i arhitekturî S. S. S. R. *Isledovania, konstructivnîh plastmas i stroitelnîh konstrucții na ih osnove.* Moskva, 1962.
2. A C I Comittee 201. *Durability of Concrete in Service.* J.A.C.I., **59**, nr. 12, December, 1962.
3. A C I Comittee 210. *Erosion of Concrete in Hydraulic structures.* J.A.C.I., **52**, nr. 3, November, 1965.
4. A C I Committee 212. *Admixtures for Concrete.* J.A.C.I., *60*, nr. 11, November, 1963.
5. A C I Committee 306. *Proposed ACI Standard.* Recommended Practice for Cold Weather Concreting. J.A.C.I., **62**, nr. 9, September, 1965.
6. A C I Committee 506. *Proposed ACI Standard Recommended Practice for Shotcreting,* J.A.C.I., **63**, nr. 2, February, 1966.
7. A C I Standard 214—65. *Recommended Practice for Evaluation of Compression Test Results of Field Concrete.*
8. A C I Standard 613-54. *Recommended Practice for Selecting Proportions for Concrete.*
9. Arutiunian, N. H. *Nekotorîe voprosî teorii polzucesti.* Moscova, 1952.
10. A S T M 559-57. *Wetting and drying test of compacted soil-cement mixtures* (standard methods).
A S T M 560-57. *Freezing and thawing tests of compacted soil-cement mixtures* (*standard methods*).
11. Ball, J. W. *Construction Finishes and High-Velocity Flow.* A.S.C.E. Journal of the Constr. Division CO2. Sept., 1963.

12. Bally, R. J. *Folosirea pămînturilor cu substanțe organice.* În Hidrotehnica. nr. 5, 1961.
13. Berezinski, A. P. și Solomatov, V. I. *Problema folosirii maselor plastice în construcții hidrotehnice.* În: Ghidrotehnicescoe stroitelistvo, nr. 8, 1959.
14. Berg, O. I. *Fiziceskie osnovi teorii procinosti betona i jelezobetona.* Moscova, 1962.
15. Biczok, Imre. *Coroziunea și protecția betonului.* București, Editura tehnică, 1965.
16. Brown, F. R. *Cavitation in Hydraulic Structures: Problems Created by Cavitation Phenomena.* A.S.C.E. Journal of the Hydraulics Division, nr. 1, Jan., 1963.
17. Bruthaus, Zd. *The influence of Wet Regrinding of Cement on the Frost-resistence of cement, mortar and concrete.* Colocviul Rilem, Raport final. Praga, Editura Academiei de Științe a C.S.R., 1962.
18. Buck, A. D. și Dolch, W. L. *Investigation of a Reaction Involving Nondolomitic Limestone Aggregate in Concrete.* J.A.C.I., nr. 7, 1966.
19. Cărare, T. *Utilizarea plaselor și carcaselor sudate prin puncte în construcții,* București, Editura tehnică, 1966.
20. Cerkinski, S. *Betonul de ciment cu polimeri.* București, Editura tehnică, 1962.
21. Comisia Internațională a Marilor Baraje, Subcomitetul pentru Beton. *Ghid și recomandări privind agregatele betoanelor marilor baraje,* iunie, 1963.
22. Comitetul de Stat de pe lîngă Consiliul de Miniștri al U.R.S.S. pentru Construcții. *Normi i tehniceskie uslovia proectirovania betonîh i jelezobetonîh konstrukții ghidrotehniceskih soorujenii.* S. N. 55-59, Moscova, 1959.
23. C. S. C. A. S. *Normativ pentru executarea lucrărilor pe timp friguros.* C. 16-62.
24. C. S. C. A. S. *Normativ condiționat pentru încercarea betonului cu ultrasunete.* C. 26-62.
25. C. S. C. A. S. *Normativ pentru executarea armăturilor sudate pentru elemente de beton armat monolit și prefabricat.* C. 28-62.
26. C. S. C. A. S. *Normativ condiționat pentru încercarea betonului cu sclerometrul „Schmidt" de tip N. C.* 30-62.
27. C. S. C. A. S. *Condiții tehnice pentru executarea și recepționarea lucrărilor de beton și beton armat.* 03.07-56.
28. C. S. C. A. S. *Normativul condiționat pentru calculul construcțiilor la stările limită.* București, Editura tehnică, 1963.
29. C. S. C. A. S. *Normativ C. 25—61 pentru executarea amestecurilor de pămînt cu ciment.* În: Buletin C.S.C.A.S. 14—15—16, 1964.
30. DIN 19702. *Berechnung der Standsicherheit von Wasserbauten. Richtlinien,* 1966.
31. Dziuba, K. I. *Isledovania termonapriajionovo sostoiania elementov ghidrotehniceschih soorujenii, vîpolnenîe v N.I.S. Ghidroproekta.* În colecția: Trudî coordinaționîh sovesceanii po ghidrotehniche. Seria IV, Moscova, Gosenergoizdat, 1962.
32. Esmiol, E. E. *Diversite des sols imperméables employés par « Bureau of Reclamation" pour la construction des barrages en terre.* III, Int. Conf. on Soil. Mechanics and Found. Eng. 1953, Zürich, *II,* p. 224.
33. Gilg, B. *O contribuție la cercetarea modernă a pămînturilor Triaxialul* „3000" a uzinei Mattmark, Bauzeitung.

34. Gorceakov, G. I., Kaphin, M. M., Skramtaev, B. G. *Povtşenie morozostoikosti betona v konstrukţiah promtşlenih i ghidrotehniceskih soorujenii.* Moscova, Izdatelstvo literaturî po stroitelstvu, 1965.
35. Holtz, W. G., Walker, F. C. *Soil cement as slope protection for earth dams.* Proceedings ASCE, Journ. of. Soil Mech. and Found Eng., dec SM6, 1962.
36. Huges, B. P. and Chapman, G. P. *The complete stress-strain curve for concrete in direct tension.* Buletin RILEM nr. 30, martie 1966.
37. Janczewski, E. *Biological Corrosion of Concrete.* Col. RILEM, Raport final, Praga, Editura Academiei de Ştiinţe a C.S.R., 1962.
38. Joisel, A. *Note sur la gélivité du béton.* Ciments et bétons nr. 547, aprilie 1961.
39. Jurek, I. *Compressionte svoistva şcebenistîh gruntov i problemî deformiruemosti camenoi nabroski pri bolşîh nagruzkah.* Sb. Voprosî proiectirovania vodopodpornîh soorujenii, nr. 4, Moscova, 1963.
40. Juster, Ed. şi Nissim, Al. *În legătură cu pericolul de fisurare a betonului masiv.* În : Hidrotehnica, **5**, nr. 10, 1960.
41. Juster, Ed., Horodinschi, O. şi Dragomir, D. *Probleme termice la barajul Vidraru-Argeş.* Hidrotehnica, Gospodărirea Apelor, Meteorologia, **10**, nr. 9 1965.
42. Juster, Ed., Horodinschi, O. şi Dragomir, D. *Probleme ale răcirii la barajul arcuit Vidraru-Argeş.* În : Hidrotehnica, Gospodărirea Apelor, Meteorologia,, **10**, nr. 12, 1965.
43. L'Hermite, R. *Idées actuelles sur la téchnologie du béton.* Paris, 1955.
44. Londe, P. *Les grands barrages en enrochements.* În : Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Jouillet — aùot, 1965.
45. Lucaci, M., Gavrilescu, Gr. *Materialele plastice româneşti.* Bucureşt, 1962.
46. Lufsky, Karl. *Bituminöse Bauwerksabdichtung.* **I** şi **II**, Berlin, 1965.
47. Marie, M., Chapelle, J. *Résistance du béton au gel.* Buletin nr. 15, Comisia Internaţională a Marilor Baraje, 1960.
48. Meister, V. A. şi Jurek, I. *K voprosu o naznaceni visott sbrasovania camni i pri ustroistve camenoi nabroski.* Sb. În : „Voprosî proiectirovania vodopodpornih sojenii", nr. 4, 1963.
49. Mihăilescu, St., Grigore, I., Schmiedigen, V. *Piatra naturală în construcţii.* Bucureşti, Editura tehnică, 1957.
50. Mihailov, N. V. *Tencuiri reci pentru hidroizolare.* Culegere de lucrări nr. 1, Institutul de Cercetări ştiinţifice pentru construcţii ale Minmaşstroi, 1949.
51. Ministerul Energiei Electrice. *Instrucţiuni tehnice departamentale pentru execuţia şi controlul betoanelor construcţiilor hidroenergetice.* C. D. 15—65, Bucureşti, 1966.
52. Moiseev, S. M. *Ustroistvo Kamenno-gravelistîh nabrosoc v zimnîh usloviah.* Ghidrotechnicescoe Stroitelstvo, nr. 9, 1965.
53. Mosceanski, N. A. *Plotnost i stoikost betonov.* Moscova, Gosizdat. Stroitelnoi Literaturî, 1951.
54. Muraşev, V. I. *Trescinoustoicivost, jiostkost i procinost jelezobetona.* Moscova, Stroiizdat, 1950.
55. Murata, J. *Studies on the Permeability of Concrete.* Paris, Bul. RILEM **29**, 1964.
95. Nicolau, V. *Betonul armat.* Bucureşti, Editura tehnică, 1962.

57. Nourescu, Al., Juster, Ed., Dumitrescu, I. și Rusmanică, I. *Studiul betoanelor și rezultatele obținute la execuție pentru patru baraje mari din R.S.R. Barajele: Izvorul Muntelui, Nagovanu, Teliuc și Secul.* În: Hidrotehnica, Gospodărirea apelor și Meteorologia, *9*, nr. 6—7, 1964.

58. Powers, T. C. *A Working Hypothesis for Further Studies of Frost Resistance of Concrete.* J.A.C.I., nr. 4, **19.**

59. Reinius, E., Fagerström, H. *Imperativious earth fill for Höljes dam.* Geotechnique, march, 1966.

60. Rüsch, H. *Islevodania raboti izghibaemih elementov s ucitom uprugo-plasticeskih deformații betona* —din culegerea: Materiali mejdunarodnovo soveșciania po rasciotu stroitelnih konstrucții. Moscova, Gosstroiizdat, 1961.

61. Saliger, R. *Der Stahlbetonbau.* Wien, 1949.

62. Schulze, W., Altner, W. *The Significance of the Saturation Degrees for Estimating the Frost-resistance of Concrete.* Col. RILEM, Raport final. Praga, Editura Academiei de Științe a C.S.R., 1962.

63. Sestopiorov, S. V. *Durability of Concrete and Reinforced Concrete and its Relation to the Composition of Cement, Concrete and Construction Methods.* Colocviul RILEM, Raport preliminar, Praga, Editura Academiei de Științe a C.S.R., 1962.

64. Sherard, J. ș.a. *Earth and Earth rock dams,* New York-John Willey Sons 1963.

65. Skramtaev, B. G. *Materiale de construcții.* ESPAC, 1954.

66. SNIP I B 8-62. *Materiale și elemente din piatră naturală.* Moscova, 1962.

67. * * * *Soil cement as slope protection for earth dams.* Proceedings ASCE, Journal of Soil Mechanics Foundation Division, July, SM. 4, 1963.

68. Sowers, G., Gore. E., *Large Scale Preconstruction Teste of Embankments materials for Earth Rockfill dam.* V. Int. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng. **II**, Paris, 1961, p. 717.

69. Steopoe, Al. *Materiale de construcție.* București, Editura tehnică, 1961.

70. Steopoe, Al. *Durabilitatea betoanelor.* București, Editura tehnică, 1965.

71. Stamatiu, M. *Mecanica rocilor.* București, Editura didactică și pedagogică, 1962.

72. Stănescu, E., Militaru, Al., Eftimie, A. *Folosirea izotopilor radioactivi pentru controlul compactării barajelor de pământ.* În: Hidrotehnica, nr. 3, 1962, pp. 120—124.

73. Stănescu, E., Munteanu, A., Mariu, C. *Aspecte ale tehnologiei compactării barajelor de pământ din Republica Socialistă România.* În Hidrotehnica, nr. 2, 1964.

74. Stănescu, E., Munteanu, A., Militaru, Al. *Metodologia determinării în laborator a rezistenței de forfecare a rocilor stîncoase.* În: Studii și Cercetări de Mecanică Aplicată, **24**, nr. 1, 1967, pp. 139—159.

75. Stolnikov, V. V. *Isledovania po ghidrotehniceskomu bétonu.* Moscova, Gosenergoizdat, 1962.

76. * * * *Stroitelnie. Normi* S.N. 25—58, Moscova, 1958.

77. Stucky, J. P. *Technologie et controle des barrages en béton.* École Polytechnique de l'Université de Lausanne, nr. 39, 1956.

78. Sufrin, I. *Izolațiile în construcții.* București, Editura tehnică, 1956.

79. Terzaghi, Peck, R. *Soil mechanics in engineering practice.* New-York, 1958.

80. Ţ i l o s a n i, Z. N. *Usadka i polzucest betona.* Tbilisi, Editura Academiei de Ştiinţe gruzine, 1963.
81. T i s c r e l i, G. D. *Soprotivlenie rastiajeniu nearmirovannih i armirovannih betonov.* Moscova, 1954.
82. U. S. B u r e a u of R e c l a m a t i o n. *Boulder Canyon Project.* Part. VII, Bulletin 4. Mass Concrete Investigations. Denver, 1949.
83. U. S. B u r e a n of R e c l a m a t i o n. *Concrete Manual.* 1955.
84. U. S. B u r e a u of R e c l a m a t i o n. *Earth Manual.* Denver-Colorado, 1963.
85. * * * *Ukazania po proektirovaniu sostava ghidrotehniceskih betonov.* Moscova, Gosenergoizdat, 1963.
86. V e n u a t, M. *Compte rendu des recherches sur la résistance au gel du ciment.* În Ciments et bétons nr. 573, iunie 1963 şi nr. 574—575, iulie-august, 1963.
87. W a l s z, K. *Undurchlässiger Beton.*

Bun de tipar: 27 12 1969. Coli de tipar 66,75 C. Z. 626. (075.8)

Intreprinderea poligrafică „Informaţia" str. Brezoianu Nr. 23—25 Bucureşti c. 88